# 本四技報

Vol. 2 No. 4 '78. 3

本州四国連絡橋公団

# 本四技報　第4号　目次


技術雑感……理　　事……浅間敏雄　1

架橋関連地域の経済・輸送構造の予測手法……企画開発部経済課……黒滝義則　2

同　上　加島延行

閃光式航空障害灯調査……設計第二部電気通信課……亀山正俊　8

鋼床版の変形特性に関する調査……設計第一部設計第二課……福井幸夫　14

大型振動台による下部構造—地盤系の模型実験（その2）……

設計第二部設計第三課……樋口康三　22

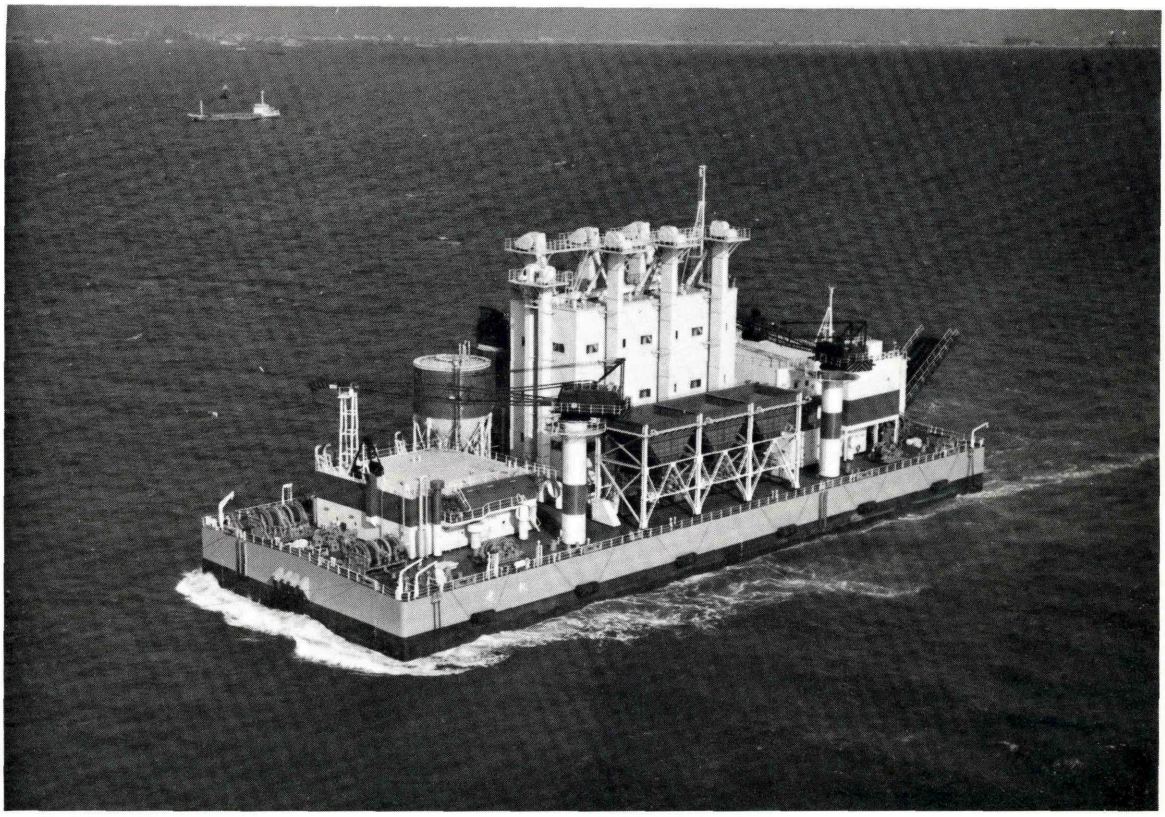
児島坂出ルート海峡部地質調査（その2）……設計第二部設計第四課……山縣守　28

技術ニュース……　35


## 本四技報　第5号（53・7）掲載予定

- ケーブル疲労試験
- ウォータージェット掘削試験
- 神戸層載荷試験
- 番の州抗載荷試験
- 因島大橋ケーブル施工性試験

## 児島・坂出ルート



**モルタルプラント船**

坂出港へ向って航行中のモルタルプラント船「世紀」

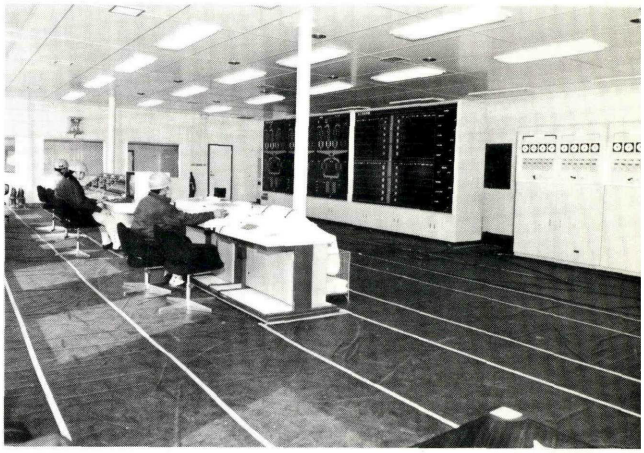
**（昭和53年１月撮影）**



**沈設アンカー製作**

瀬居基地における実負荷試験を兼ねた500Ton 沈設アンカーを製作している。

**（昭和53年２月撮影）**

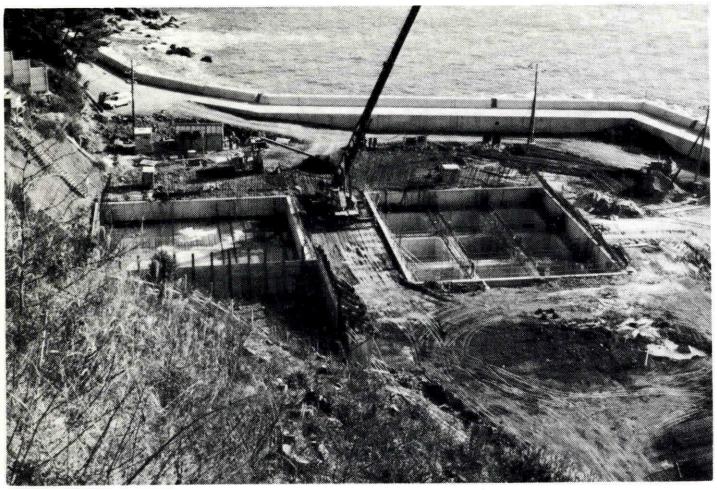


**中央制御室の内部**

モルタルプラントの運転は全てこの中央制御室で指令，監視される。

**（昭和53年２月撮影）**

## 大鳴門橋下部工工事



### 5Aケーソン施工状況;

山側ケーソンは沈下・中詰コンクリートを終了し，海側ケーソンは沈下を終り，中詰コングリート打設中である。

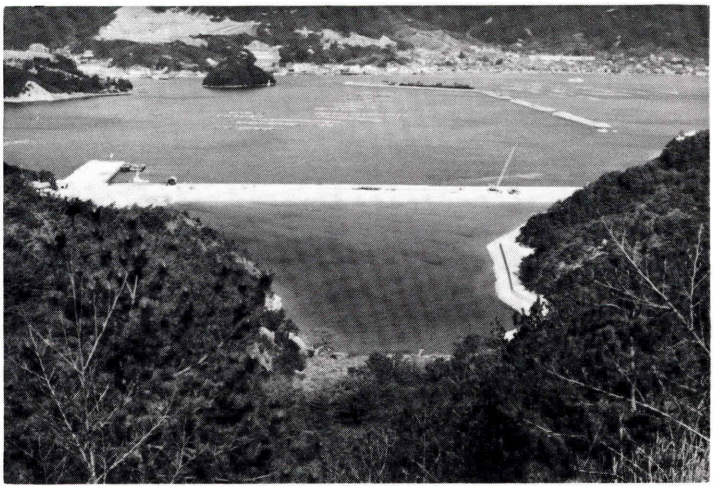
今後止水壁を完成させた上でアンカレイジの床堀掘削が始まる。

（昭和53年1月撮影）

### 蛇ノ鰭基地の現況

蛇ノ鰭基地は，面積78千m²（埋立て量6900m³）で，大鳴門橋上部工の基地として使われる。現在，防波堤・岸壁等の締切工事を終え大鳴門橋下部工からの残土が投入されているが，本格的な埋立ては門崎地区の土工事が始まってからである。

（昭和53年1月撮影）



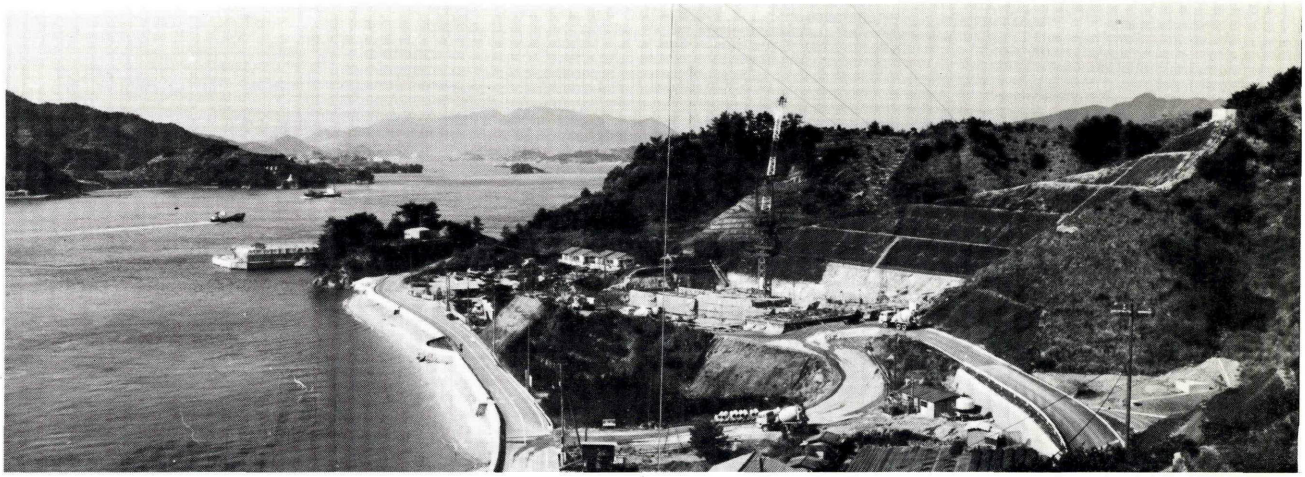



### φ4.4 m掘削機

昭和52年12月17日堀削を開始し本年2月1本目の堀削を終了時のものである。今後、次々に堀削が進められる中で、鉄筋組立とコンクリート打等も、平行作業として進められていく。

（昭和53年2月撮影）

## 因島大橋下部工工事



**1 A施工状況**

射体コンクリート打設中，切土面にはノリ面植生等を行ない環境保全に努めている。

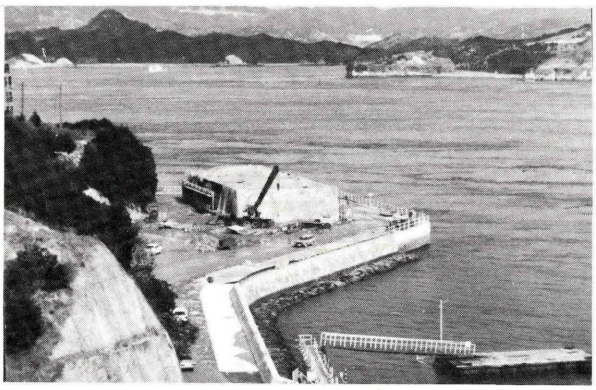
（昭和53年 2 月撮影）



**2 P施工状況**

塔アンカーフレームを12月中頃に据付け，現在フレーム部のコンクリート打設を行っている。

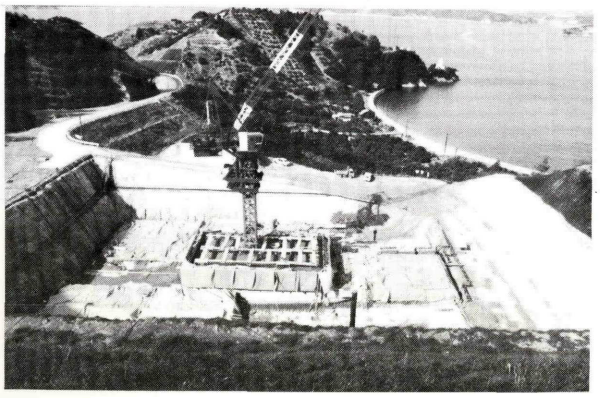
（昭和53年 2 月撮影）



**3 P施工状況**

射体コンクリートの打設をすでに終了し，養生シートを被せ，コンクリートの養生を行っている。

（昭和53年 2 月撮影）



**4 A施工状況**

射体コンクリート打設中。真中に見えるのがタワークレーンである。

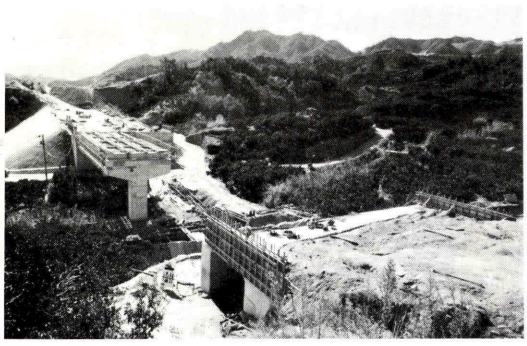
（昭和53年 2 月撮影）

## 大三島橋および陸上部工事

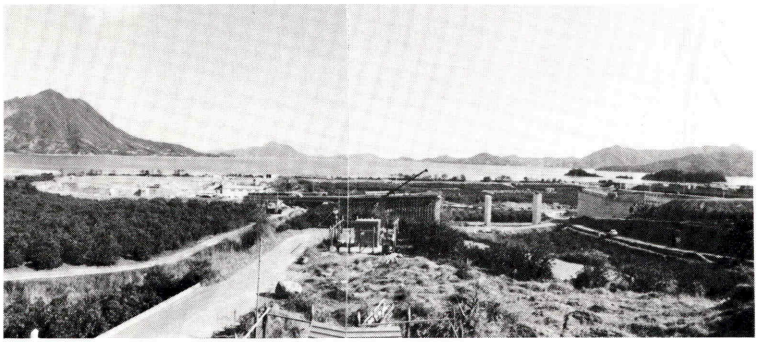


**大三島橋　アーチリブ施工状況**

26ブロックに分割されたアーチリブの内，大三島側と伯方島側の５ブロック（計10ブロック）の架設を完了した。右側（大三島側）のアーチリブの下辺に見えるのは移動防護網で，架設中の安全を目的にしたものである。　**（昭和53年１月撮影）**



**大三島北工事　大川橋（ＲＣ連続ホロースラブ＋ＰＣ単純合成桁）　施工状況**
**（昭和53年１月撮影）**



**大三島北工事　大三島Ａランプ橋（ＲＣ連続ホロースラブ）施工状況**　**（昭和53年１月撮影）**

# ●技術雑感●

理事　浅間敏雄

わが公団にも技報が発刊されるようになったことは誠に御同慶の至りである。技報の出現がおそかったのはひとえに工事の着工が延引したためであるが，一歩一歩の前進である。ところで優秀な技術をもつ発展している会社であれば，その発行する技報は優れたものになっているように見受ける。これは当り前のことのようだが，優れた技術を常に研究開発し，会社の経営に寄与する努力があって，初めて優れた技術が生き，その技術水準の高さが片鱗としてどこかに現われるものであることを知らねばならない。いずれ本四技報もその技術内容からみて，充実したものになるのも時間の問題であろうと思うので，早くそのようになることを期待している。

巻頭言を記すこの機会に，技術的な事柄について近頃感じていることを二つばかり述べたいと思う。

一つは技術が流動しているというか，すべてが進歩し定着したかに見える現在において，本来の姿が見失われつゝあることに気がつかないでいることはないかということである。例をあげるならば，コンクリートの打設方法についてである。最近ではコンクリートポンプによる打設が非常に多くなった。しかも生コン工場があちこちにできたために，現場にプラントを設備して骨材を集積し，そこで計量して混練するというケースは，特殊な場合でしか見られないようになって了ったように思う。つまり現場の打設は生コン工場から運ばれて来たコンクリートを，ポンプによって手軽に打てるようになったために，打設設備が単純化した。請負者としては，示方書に示された品質のコンクリートが現場で得られれば，目的を達するわけだが，小生のようなオールド・コンクリート屋からみると，何となく不満がある。昨年の11月末に開かれた技術委員会の昼食の時に，青木顧問が何げなくおっしゃった「鉄もコンクリートも買ってくる時代になって了った。生コンクリートを買ってきてポンプで打つというような……。昔は固練りのコンクリートを皆で棒づきしたものだが……。」という言葉が，たまたま因島の現場でポンプ打設中のコンクリートが軟く，ブリーディング水があふれているのを見てきたあとだけに，胸にささる思いであった。ポンプを使えば，どうしてもスランプは10cm以上がほしくなる。とすれば固練りのコンクリートを打ちたい場合には，そのための設備としなければならないが，そうすれば示方書で設備を指定し，積算上も高いコンクリートとなりかねない。示方書に定められている最大の水セメント比を超えない限り，これは許されないことである。そこで私はこう考えるのである。「ポンプは設備として可動性があって最も能率的なものであることは否定しない。しかしコンクリートはポンプによって，ウォーカビリティが支配されるべきではない。むしろウォーカビリティを発注者が定めて，そういうコンクリートを打設できるポンプの出現を求める方向が正しいのではないか」と。現にトンネル工事の方では，固練りコンクリートを打設するポンプを要望する声があると聞いている。

二つには，我々の仕事がその性質上，学際的あるいは業際的なもので，いわば接点的なものが多くあることである。鉄とコンクリートの合成構造，海底岩盤の掘さくとケーソンの沈設，橋脚の対船舶防衝工，地山を利用するトンネルアンカの設計と施工のディテールなど思いつくままに例を並べたが，他にも多くあると思う。このような事柄を扱うときに，大切だと思うことは，正確な予測，深い洞察そして創意である。といっても単一な事柄ではないので厄介な問題であるが，諸権威の指導を仰ぐと共に，鋭い議論と沈思を重ねなければならないことであろうと思う。

いずれにしても若い技術者諸君の研さんに期待することが多いと思う。

# 架橋関連地域の経済・輸送構造の予測手法

企画開発部経済課　黒滝義則
同　上　加島延行

## 1．まえがき

架橋計画は，技術的，経済的，社会的など種々の側面から評価される。経済調査は主として経済的側面からの評価を行うもので，調査は連絡橋建設の基本計画作成等のために必要なマクロ的検討と，各ルート・各橋の機能的特性及び関連地域の土地利用，地域構造の変化等を考慮した具体的な地域政策を検討するためのミクロ的検討がある。マクロ的検討については，昭和47年末「本州四国連絡橋調査報告書」の公表とあわせて「本州四国連絡橋の経済効果と採算性」が公表された。

その後ミクロ的検討に着手し，このためのモデル開発，各地域の社会経済構造調査，フェリー・旅客船航路別輸送実態調査等の，実態調査を主とした現状分析及び3ルートの機能的代替性を考慮した料金体系，インターチェンジ出入交通量等の管理計画に必要な資料の作成を進めてきた。しかし石油ショック以降の経済環境の変化に伴う本四架橋計画の見直し，全国幹線交通ネットワークの整備計画のおくれ等，これまでの作業の前提とした諸条件に大きな変化が生じたため，現在の状況下における再検討が必要となった。

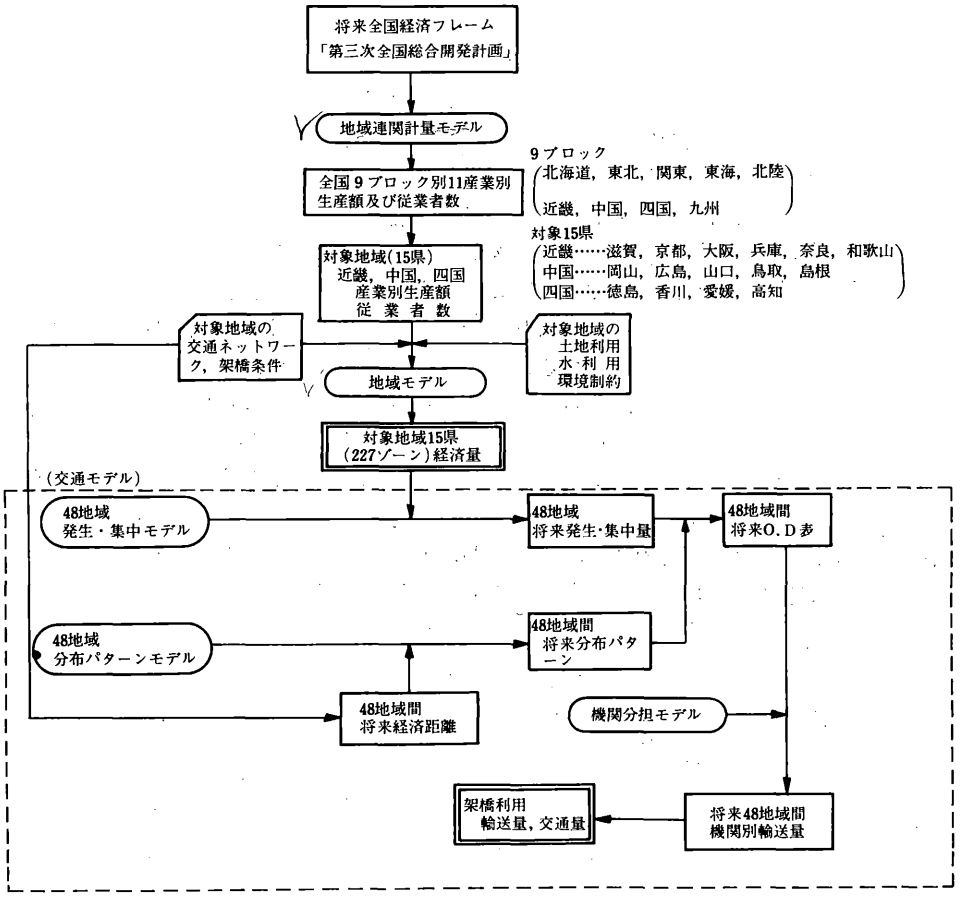
本稿は，現在，昭和52年11月閣議決定された「第三次全国総合開発計画」の経済フレームを基に見直し作業を行っている本州四国連絡橋事業の経済効果等について，その手法の概要を報告するものである。

## 2．経済・輸送構造の予測手法の概要

### 2.1 モデルの全体構成

経済・輸送構造の予測のためのモデルの全体構成は図－1のとおりである。

第1は，全国の経済フレームを全国9ブロックの地域別に配分する地域連関計量モデル，第2に地域連関計量モデルにより配分された経済フレームを，対象15県（近畿6県，中国5県，四国4県）の小ゾーンに配分する地域モデル，第3に地域モデルにより算出された経済量を用いて将来の貨物・旅客輸送量を算出し，それを輸送機関別に配分，架橋利用鉄道輸送量，自動車交通量を算出する交通モデルの3つに大別される。以下各モデルの基本的構造について略述する。




図－1　モデル全体構成図

### 2.2 地域連関計量モデル

地域連関計量モデルは，将来の全国における経済構造，産業構造の変化を前提にして，大規模交通投資もしくは地域開発，政府投資配分等の諸政策が導入された場合における地域の経済構造や産業構造を予測するために開発されたモデルで，概念図は図－2のとおりである。

モデルは全国を9地域に分割し，各地域毎に産業別生産額，就業者数，設備投資額等の変化が予測できるようになっている。今回の予測では全国フレームとしては，昭和52年11月に閣議決定された「第三次全国総合開発計画」における経済フレームを前提としている。

モデル全体において中核的位置を占めるのは地域産業連関分析であるが，これにより地域内・地域間の需給関係がバランスのとれた形で推計できるようになっている。この場合，需要地ベースの中間需要と最終需要を供給地ベースに変換して地域別生産額を計算する必要があるが，その過程で重要な役割を果すのは地域間交易係数の決定である。このモデルでは，架橋等の交通施設の整備による地域間時間距離の短縮効果が交易係数に直接反映される仕組になっている。

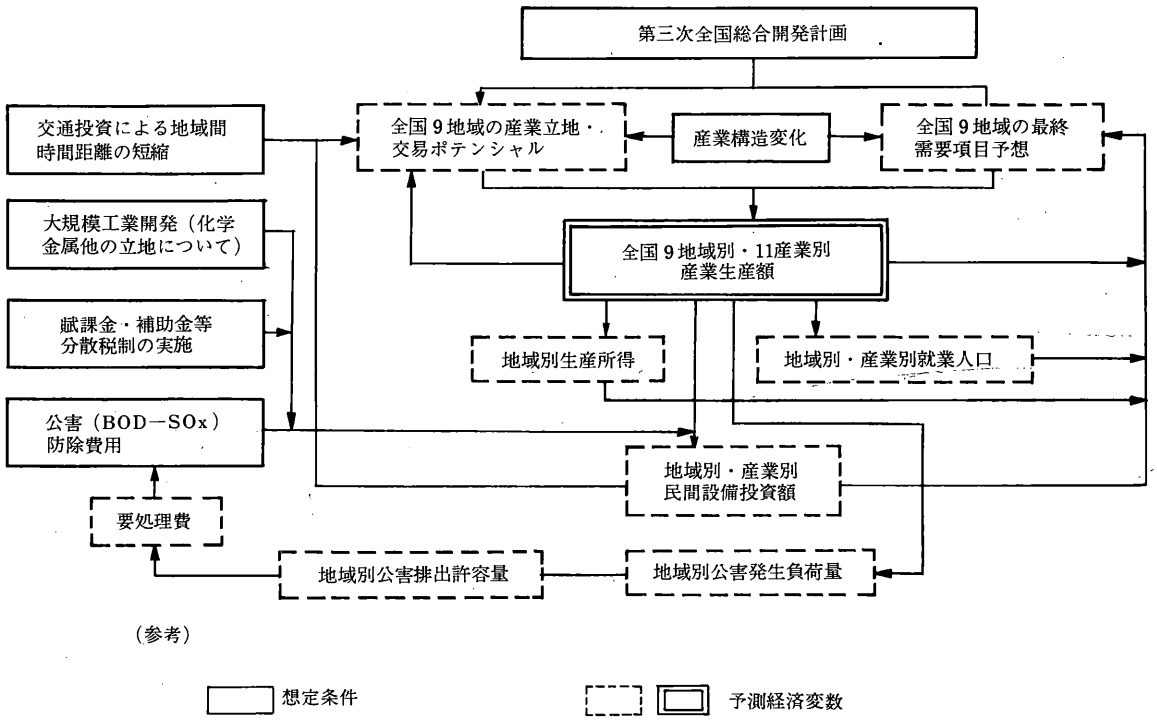
この他，税効果や公害防除コストの影響を取り込んだ投資関数の導入などによって，環境規制その他の制約条件による企業の投資行動の変化や，地域の経済構造を予測しうるモデルとなっている。

なお本モデルは，昭和47年に経済企画庁，㈱三菱総合研究所が「経済社会基本計画」の策定に際し開発したものであるが，本四公団においては，モデルの基本的考え方はそのまま踏しゅうし，前提条件に必要な補完を加えて運用している。

### 2.3 地域モデル

地域モデルは，社会のダイナミックな変化のプロセスの中で，年々発生する事象―出生，死亡，就業率の変化などから発生する就業者数の変化，産業の立地による地価の上昇，交通量の増加，公害の発生，公害に対する規制の変化，水供給量の問題，土地利用規制の変化，一方，マーケットの拡大等々による産業立地の促進，過密化による産業立地の阻害，産業立地に伴う勤労者の住宅需要の変化など―の流れの中で，本四連絡橋が架橋された場合，架橋関連地域の経済及び社会構造がどのように変化するかを定量的に把握することを目的とするものである。具体的な作業のねらいは次のようである。

- 産業の集中，分散はいかなるテンポで進展し，その集中，分散に本四架橋はどんな影響を与えるか。
- 産業の動向につれて，地域別の人口動向はどんな変化をし，この人口動向に本四架橋はどんな影響を与えるか。
- 土地利用はどんな形で進展するか。本四架橋は土地利用の形態にどんな変化を与えるか。
- 地域別の環境条件がどのように変化するか。また，本四架橋はこの環境条件の改善にどんな効果を示すか。
- 地域別の土地利用の格差，生産所得の格差などの種々




〔備考〕 地域区分 1.北海道 2.東北 3.関東 4.東海 5.北陸 6.近畿 7.中国 8.四国 9.九州
（9地域，地域Ⅰ－0ベース）

産業分類 1.農林水産業 2.鉱業 3.食料品 4.繊維 5.紙・パルプ 6.化学・石油・石炭製品
7.金属 8.機械 9.その他製造業 10.建設業 11.サービス業，その他

**図－2 地域連関計量モデルの概念図**

の地域格差指標の変化と，本四架橋がこうした格差是正にいかなる役割を果すか。

モデルは「人口モデル」,「産業立地モデル」,「居住地決定モデル」の3つのサブモデルから構成され，フローは図－3のとおりである。地域区分は，対象地域15県を227の小ゾーンに分割，また産業区分は27分類とし，各地域，各産業の特性が十分反映されるよう考慮している。

(1) 人口モデル

人口モデルは，一定期間経過したことによって生ずる人口の年令シフト（年をとること）や，出生，死亡など自然増減による年令別人口の変化を算出し，これから年令別就業率の変化を盛り込んで地域別の労働供給力が，どのように変化するかを算出するものである。各地域において産業活動を展開するのに必要な労働供給力は，つぎの産業立地モデルにおいて重要な立地因子として作用する。人口モデルの作業プロセスは次のとおりである。

①男女年令別人口及び年令別死亡率より期間死亡者数の算出

②女性の年令別人口と男女新生児出生率より，男女新生児出生数の算出

③男女年令別人口と就業率より男女年令別就業者数の算出

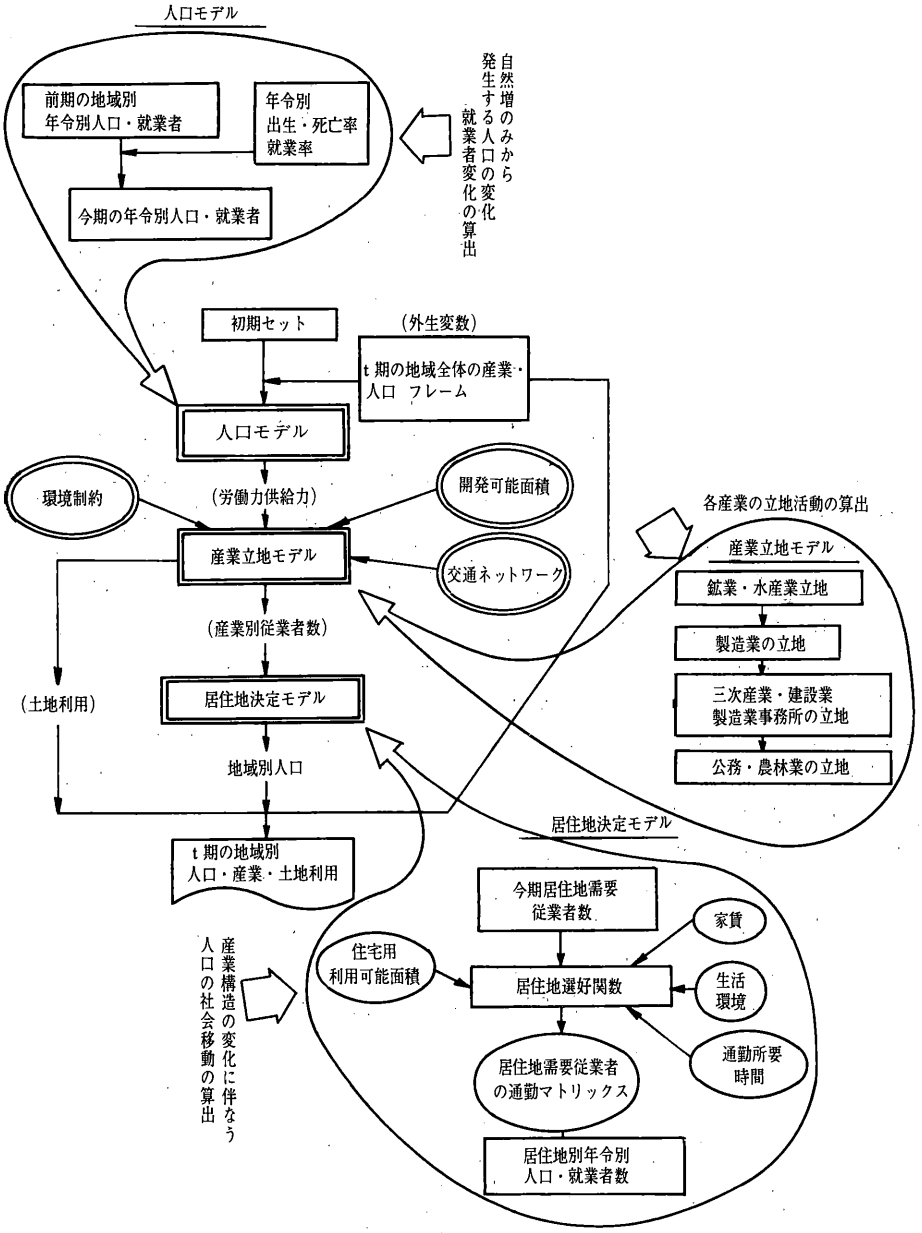
④男女年令別就業者数と前期の男女年令別就業者数の増減関係により，新規就業者と既就業者の分離

⑤勤務地における労働供給力の算出

(2) 産業立地モデル

産業立地モデルは，対象地域の交通ネットワーク，架橋条件及び環境制約，水利用可能量，土地利用規制等を前提として，地域連関計量モデルより算出された対象地域全体の産業別生産額を各地域に，立地配分することを目的とするものである。

産業は製造業と三次的産業（建設業，製造業事務所，三次産業），その他産業（農林業，水産業，鉱業）に分け，その各々について立地プロセスを作成し，前の二者についてはグループ内の業種間競合を取扱うが，各グループ間の直接競合は取扱わないものとしている。各産業グループの立地序列は資源的産業の水産業，鉱業を事前立地し，次いで製造業，製造業の立地量を与件として三次的産業，そして最後に農林業の順としている。




**図－3　地域モデルフロー図**

産業立地モデルの中心となる製造業立地モデルについて例示すると図－4のとおりとなる。

企業の立地決定は，各企業のもつ立地因子に応じた各地域の立地条件の相対的優位性を基準に行われる。立地の意志決定の基礎的判断基準の第1は，ある地域に立地し生産を行う場合に要する費用，いわゆる生産コストであり，一般的に企業は，生産コストが最小となる地域を立地場所として選択する。第2は立地規模を決める要因であり，その地域あるいは周辺地域のマーケットの大きさ，原料入手の容易さ等から立地すべき規模を決めるものと考えられる。図－4のフローチャートをもとに具体的に記述すると，立地フローは，①営業的な面での魅力度を示す立地ポテンシャルの算出，②経営的な面での魅力度を示す収益力指数の算出，③既存立地量のうち今期

も存続する立地量を決める基本立地決定，④増設・新設を含めた戦略的な立地決定の4つの部分から構成されている。

立地ポテンシャルは，$\pi i = \sum_j$（集積量$j$／所要時間$dij$）であらわされ，その地域の集積条件からみた地域の相対的優位度（地の利）を示すもので，この値が大きいことは立地条件として恵まれていることを意味する。しかし企業は，それだけで立地を決定するわけではなく，土地取得の可能性，労働力の確保，実際に立地した場合における経営内容等を総合的に検討したうえで立地決定される。この経営内容を算出するのが，収益力指数算出ルーチンである。

収益力指数は，企業側からみてある地域を選ぶことの採算上の有利，不利を示すもので，従業員1人あたりの全国平均利益を1.0として指数表示している。利益は，

利益＝基本付加価値額－労賃－地代－その他諸経費－追加諸費用　で算定される。

基本付加価値額・労賃は，自地域および周辺地域の製造業集積，三次産業集積度等を説明変数とし，地代については自地域及び周辺地域の産業集積度等により地価水準を求め，これに土地利用面積を乗じて算出している。また，その他諸経費は金利，償却，管理費等で各地域とも一律としている。以上4つの要因で基本的な収益構造は説明できるが，この他，地域の社会環境によって平均的な費用以上に支払うべき費用すなわち追加諸費用がある。これには交通混雑等による追加輸送費，大気汚染に伴う$SO_2$追加除去費用，水質汚濁に伴うBOD追加除去費用，用水需給逼迫に伴う追加水利用費等があり，これらはすべて過大集積から起因するものであり，実際の立地を阻害する要因となる。追加諸費用の考え方は次のとおりである。

輸送費：交通混雑⟶輸送効率の低下⟶輸送費上昇

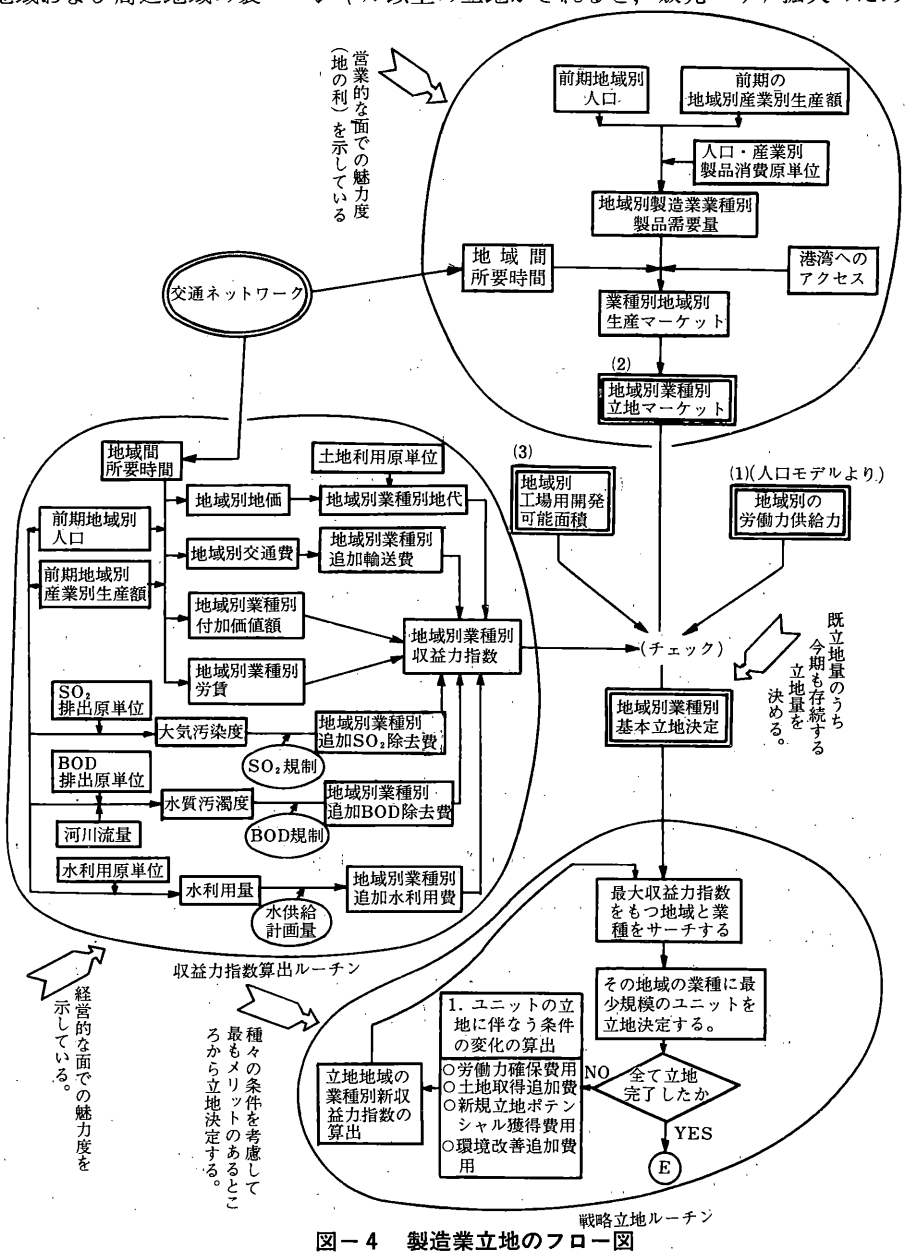
　　マーケット以上の立地⟶長距離輸送⟶輸送費上昇

$SO_2$, BOD除去費用：集積大⟶環境基準オーバー⟶除去費用増大

水利用費：（水利用量／給水計画量）＝水利用率の上昇⟶水利用費の増大

基本立地は，新規の土地利用がないという条件のもとに，立地ポテンシャル，労働供給力，過去の立地量，収益力をチェックして，過去の立地量のうち今期どれだけ存続するかを決めるもので，収益力が極度に悪化すると経営存続意欲を失って，悪化の程度に応じて転出していくものとしている。基本立地で決定した立地量と外生的に与えられた将来の量を比較し，未立地となっている量は戦略立地ルーチンで処理される。

戦略立地では，最大の収益力のある地域の業種をサーチし，その地域で土地取得が可能ならば必要最小規模の立地を決める。また，その立地によってその地域の収益構造に変化が生ずることになる。例えば，新規に土地取得が発生すれば地価は高くなるし，労働供給力を越えて立地すれば，他地域から労働力を導入する必要が生じ，福祉厚生費等の広義の労賃が高くなる。また立地ポテンシャル以上の立地がされると，販売エリア拡大のために




図－4　製造業立地のフロー図

より以上の輸送費を支払わねばならないし，新規の立地に伴って新たに$SO_2$の発生，BODの排出，水利用が生じ，これらが地域のもつ容量を超えた場合には，追加費用を支払うことになり，収益力が低下することになる。次に，また最大収益力をもつ地域の業種をサーチし，必要最小規模の立地を決め，また新しい収益力を算出する。このように順次，遂次的に立地決定し，全業種とも立地が完了した時点（外生フレームの全量立地完了，あるいは土地取得ができないか，一定水準以下の収益力になり立地不能となった状態）で戦略立地が完了する。

製送業立地モデルの基本的前提条件である土地利用，水利用，環境の制約条件の設定は次のとおりとしている。

① 土地利用の制約

都市計画法で規定している市街化区域は，農林業以外が利用可能，また市街化調整区域については，農林業以外は利用不可能と規定している。

② 環境規制

(イ)$SO_2$規制：年間の24時間平均濃度による規制

(ロ)BOD規制

- 排水口規制：昭和45年～70年まで全産業とも一律規制
- 河川濃度規制：河川の低水時における流量のＢＯＤ濃度による規制
- 海域許容排出量規制：海域の自浄作用を見込んだ排出許容量の規制

③地域別水利用可能量

水利用可能量は広域利水調査(第二次，昭和48年8月)を基本に広域地域別に設定している。このモデルでは，さらに河川流量と水需要量から地域別に略かく推計している。

(3) 居住地決定モデル

産業立地モデルにおいては，地域別産業別生産額及びそれに従事する従業者数が算出される。居住地決定モデルは，これらの従業者がどこに居住するかを決め，それをもとに地域別人口を推計することを目的とするものである。人口モデルが自然増を中心としたのに対し，居住地決定モデルは，産業立地モデルを媒介に社会移動を描出するもので，その作業プロセスは次のとおりである。

①従業者の勤務地から居住地までの通勤時間，居住地の家賃，生活環境等から構成される居住地選好関数を用いて，従業者の居住地を決定する。

②居住地就業者数と前期の男女年令別就業者から，男女年令別の社会移動性向を示す関数を用い，男女年令別就業者数を求める。

③男女年令別就業者数を基に，男女年令別就業率，男女年令別就業者が，14歳以下の子供を付帯する確率を用いて，男女年令別人口を算出する。

モデルは，人口モデル⟶産業立地モデル⟶居住地決定モデル⟶人口モデル⟶……と毎年繰返し運用することにより，将来における地域別産業構造，架橋効果，地域別人口等の諸指標が算出される。

## 2.4 交通モデル

交通モデルは，発生・集中モデル，地域分布パターンモデル及び輸送機関分担モデルから構成されており，地域区分は表－1のとおりである。

表－1 地域区分

| 地域区分 | 都道府県名 | 地域区分 | 都道府県名 |
|---|---|---|---|
| 1 北海道 | 北海道 | 23 倉敷 | 岡山県 |
| 2 東北 | 青森，岩手，秋田，宮城，山形，福島 | 24 高梁 | 〃 |
| | | 25 福山 | 広島県 |
| 3 関東 | 茨城，群馬，栃木，埼玉，千葉，新潟，東京，神奈川，長野山梨，静岡 | 26 三原 | 〃 |
| | | 27 府中 | 〃 |
| | | 28 広島 | 〃 |
| | | 29 三次 | 〃 |
| 4 東海 | 岐阜，愛知，三重 | 30 山口 | 山口県 |
| 5 北陸 | 富山，石川，福井 | 31 徳島 | 徳島県 |
| 6 滋賀 | 滋賀県 | 32 脇 | 〃 |
| 7 京都 | 京都府 | 33 阿南 | 〃 |
| 8 北大阪 | 大阪府 | 34 池田 | 〃 |
| 9 南大阪 | 〃 | 35 志度 | 香川県 |
| 10 豊岡 | 兵庫県 | 36 高松 | 〃 |
| 11 神戸 | 〃 | 37 丸亀 | 〃 |
| 12 姫路 | 〃 | 38 観音寺 | 〃 |
| 13 竜野 | 〃 | 39 小豆 | 〃 |
| 14 西脇 | 〃 | 40 新居浜 | 愛媛県 |
| 15 山崎 | 〃 | 41 今治 | 〃 |
| 16 淡路 | 〃 | 42 松山 | 〃 |
| 17 奈良 | 奈良県 | 43 宇和島 | 〃 |
| 18 和歌山 | 和歌山県 | 44 高知 | 高知県 |
| 19 鳥取 | 鳥取県 | 45 中村 | 〃 |
| 20 島根 | 島根県 | 46 北九州 | 福岡，佐賀，長崎 |
| 21 岡山 | 岡山県 | 47 中九州 | 熊本，大分 |
| 22 津山 | 〃 | 48 南九州 | 宮崎，鹿児島 |

(1) 発生・集中モデル

発生・集中モデルは，地域別輸送需要の発生・集中量を算出するもので，貨物については，将来の対象地域の産業構造の変化を明示的に扱うために，昭和45年運輸省の実施した「全国幹線貨物純流動調査」結果を基に20業種別８品目別の生産額あたり発生・集中原単位を作成し，地域モデルにより算出された将来の業種別生産額を乗じて，将来の地域別発生・集中量を算出することとした。

$$G_i^l = \sum_k P_i^k \times U^{k,l}$$

G：貨物発生・集中量
P：生産額
U：貨物発生・集中原単位
i：地域
l：品目
k：業種

また旅客については，「広島都市圏パーソントリップ調査」を基に，人口ないし産業別就業者あたり発生原単位を５目的別（通勤，通学，買物，私用，業務）に作成し，地域モデルにより算出された将来の人口ないし産業別就業者数を乗じて，将来の地域別発生量を算出することとし，また原単位は自動車保有率，休日日数の変化に対応して変化するものとし，次式のとおりとした。

目的別旅客発生原単位＝〔(自動車保有世帯目的別原単位×自動車保有世帯比率×自動車保有世帯目的別交通機関利用率）＋｛自動車非保有世帯目的

別原単位×(1－自動車保有世帯比率)×自動車非保有世帯目的別交通機関利用率}〕×{(平日数÷365)＋(休日数÷365)×休日発生量比}

$T_i^m = M_i \times U^m$　T：旅客発生量
M：人口ないし産業別就業者数
U：旅客発生原単位
i：地域　m：目的

なお旅客については発生量＝集中量としている。

**表－2　品目分類内訳**

| 品目分類 | 内訳 |
|---|---|
| 1.農水産品 | a.穀物 b.野菜・果物 c.その他の農産品 d.畜産品 e.水産品 |
| 2.林産品 | a.木材 b.薪炭 |
| 3.鉱産品 | a.石炭 b.金属鉱 c.砂利・砂・石材 d.石炭石 e.その他の非金属鉱 |
| 4.金属機械工業品 | a.鉄鋼 b.非鉄金属 c.金属製品 d.機械 |
| 5.化学工業品 | a.セメント b.その他の窯業品 c.石油製品 d.石炭製品 e.化学薬品 f.化学肥料 g.その他の化学工業品 |
| 6.軽工業品 | a.紙・パルプ b.繊維工業品 c.食料工業品 |
| 7.雑工業品 | a.日用品 b.その他の製造工業品 |
| 8.特種品・その他 | a.金属くず b.動植物性飼肥料 c.その他の特種品 d.廃棄物 e.その他 f.コンテナ貨物 g.甲種鉄道車両 |

(2)　分布パターンモデル

分布パターンモデルは，発生・集中モデルにより算出された地域別の発生・集中量をうけて地域間の流動量を算出するもので，モデル式は一般に使用されているグラヴィティ式を採用している。すなわち，i地域からj地域への流動量は，i地域の総発生量とj地域の総集中量に比例し，i～j間の距離に反比例するものとしている。

$$T_{ij} = K\frac{Ti \cdot Tj}{dij^{\alpha}}$$

Tij：i地域からj地域への流動量
dij：経済距離
Ti：i地域の総発生量
Tj：j地域への総集中量
α，K：パラメータ

(3)　輸送機関分担モデル

輸送機関分担モデルは，分布パターンモデルにより算出された地域間流動量を各輸送機関別に分担するもので，これより架橋時点における本四架橋利用輸送量および交通量が算出される。モデルとしては，輸送機関を利用してトリップを行なう際に支払わなければならない犠牲量と時間評価値とから，輸送分担を決定するλ－μ方式を用いている。輸送機関を選択する場合に考慮する要因には，輸送距離，輸送時間，待合せ時間，輸送費用，快適性，安全性，その他種々のものが考えられるが，λ－μ方式は選択要因を費用と時間に限って，輸送機関が旅客あるいは荷主に要求する犠牲量を，旅客あるいは荷主が個々の時間評価値により評価して，輸送機関を選択する方法である。

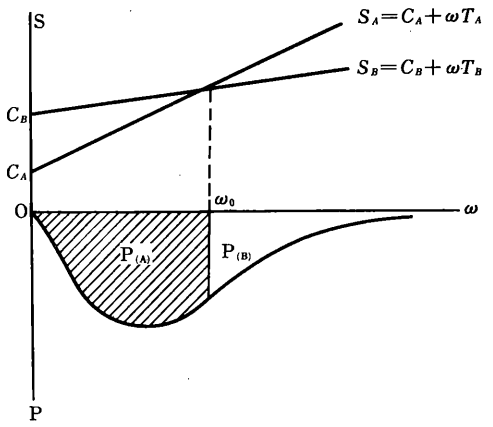
いま犠牲量を

$S = C + \omega T$　S：犠牲量　C：費用
T：時間　ω：時間評価値

とし，A，B2機関が存在するものとすれば，両機関の犠牲量はそれぞれ

$S_A = C_A + \omega T_A$
$S_B = C_B + \omega T_B$

となり，選択者はA，B両機関の犠牲量を自己の時間評価値にてらして比較し，犠牲量の小さい機関を選択する。図－5はこの関係を図示したものであり，0を起点に上に犠牲量，右に時間評価値，下に分担率をとり，第1象限には犠牲量と時間評価値の関係を，第4象限には時間評価値と分担率の関係を示す。




**図－5　輸送機関分担モデル**

A，B両機関の犠牲量が等しくなるのは$\omega_0$のときであり，$\omega_0$よりも時間評価値の小さい選択者はその範囲で犠牲量の小さい輸送機関Aを選択し，$\omega_0$よりも大きい選択者はその範囲で犠牲量の小さい輸送機関Bを選択する。したがってA機関を選択する分担率は図の斜線部分であり，B機関を選択する率は斜線なしの部分であらわされる。

時間評価値分布は，旅客あるいは貨物の輸送機関別輸送量と輸送時間および費用の実績資料より求められるが，本モデルで推計した分布形は対数正規分布であり，貨物については8品目別，旅客については資料の制約から1目的となっている。したがって貨物については品目別機関別輸送量が算出されるが，旅客については，目的別の機関別輸送量は算出されない。

## 3．あとがき

以上各モデルの概要について述べたが，このような将来の予測作業にあたっては，作業全体の目的及び前提条件を明らかにし，予測過程を明確に組立て，その結果について十分な考察を加え，前提条件の変動による感度分析を行うことが大切である。現在作業は，他省庁の各計画「第三次全国総合開発計画」，「第8次道路整備五箇年計画」，「産業構造の長期ビジョン」，各県の長期計画等と整合をとりつつ順次進めている段階である。

なお経済効果及び交通量の見直しは，現在，㈱野村総合研究所に委託して作業を進めており，試算結果については，別の機会に報告することとしたい。

# 閃光式航空障害灯調査

設計第二部電気通信課　亀山正俊

## 1.まえがき

航空法及び同法施行規則によれば，航空機の航行に対して危険の恐れのある物件にはその存在を認識させるため，航空障害灯及び昼間障害標識を設けることが規定されている。従来我が国では，航空障害灯として赤色の明滅するものとしないものとの2種類が，昼間障害標識としてJIS W 8301（航空標識の色）に定める赤又は黄赤と白による塗装が使用されてきた。

現在工事中及び計画中の橋梁は瀬戸内海国立公園地域に建設されるため，自然環境保全上赤白塗装が困難となっている。米国及びカナダでは閃光式航空障害灯[1]がすでに実用化されており，従来のものに代えこれを設置することが考えられる。また同法等により運輸大臣の許認可を得れば，航空障害灯及び昼間障害標識の設置が免除される。航空障害灯等としての有用性を確かめるには，各種の視程条件に対する実際の見え方効果を検討する必要がある。しかしこの方面については小数の実験報告[2]~[5]を除きほとんど研究発表が見られない。

このような背景のもとに免除申請の資料を得るため，照明学会に「閃光式航空障害灯調査」として委託し，昨年11月にその成果を得た。本報告はその調査成果をとりまとめたものである。

## 2.実験計画及び経過

### 2.1 実験計画

#### 2.1.1 灯火の見え方

単独灯火の見え方に関係する要因は灯火の状態（輝度，発光面積，光色，点灯状態），環境（観測距離，視程，背景輝度，背景色）及び観測状態（視覚能力，眼の順応状態，運動状態，見え方レベル）である。

今回の実験対象である航空障害灯の場合，観測距離が十分大きく灯火は点光源として見えるので，灯火の光度は輝度と発光面積との積となる。一定距離から点光源を観測すると，光源の光度が高くなるに従い見え方レベルは向上し，ある値以上ではまぶしさ（グレア）を感じるようになる。このことから同一環境条件では，見え方レベルは角膜照度（光源からの光により観測者の目の位置に生じる法線照度）と関係することが判る。

閃光は定常光に比べ心理的に注意を喚起する視覚誘導効果を有し，その効果の程度は発光間隔と関係がある。しかし本実験では発光間隔は一定とし誘視性についての判断は除き，閃光の明るさを対象とした。そのため関係要因として閃光の実効光度，背景輝度，視程及び見え方レベルを考えた。

#### 2.1.2 視程観測

視程観測は気象庁発刊の地上気象観測法[6]により行い，あわせて雲形，雲量及び大気現象について観測した。視程とは地表付近の大気の混濁の程度を距離で表わしたものである。昼間の視程はその方向の空を背景とした黒ずんだ目標を肉眼で認められる最大距離，夜間の視程は昼間と同じ明るさにしたと仮定した時目標を認めることのできる最大距離のことである。目標を認めるとは目標の存在を確認できるだけでなく，目標の形まで識別できることをいう。

雲形は10の類に分けて観測し，英字符号を用いて記録した。天空の一部が降水で隠されている場合には，降水を生じているものとの雲がその部分をおおっているものとみなして雲形を決めた。

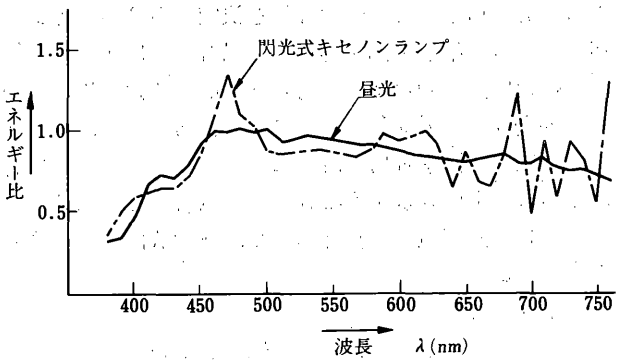
雲量とは雲におおわれた部分の全天空に対する見かけ上の割合で0から10までの整数，$0^+$及び$10^-$で表わす。$0^+$は雲があっても雲量1以下の場合，$10^-$は雲がない部分が1割以下の場合である。

大気現象としては，天気（快晴・雲量0～2，晴・雲量3～7，曇・雲量8～10），煙霧，もや，しゅう雨及び雷電等の有無について観測した。

### 2.2 実験設備

#### 2.2.1 閃光式障害灯

実験に使用した障害灯はキセノンランプから発する光を放物面反射鏡により平行光線とし投射している。キセノンランプの分光分布を図－1に示す。これからキセノ




図－1　閃光式キセノンランプの分光分布

ンランプと色温度5600Kの昼光の分布はよく近似しており，閃光は昼光に近い白色光であることがわかる。

観測方向に対する実効光度は次の2点から灯具の最大実効光度より10%低下すると考えた。灯具の実効光度は式－1より求められる。

(1) 灯具の設定方向と観測方向との角度が水平0度垂直0.8度である。(参照　図－2灯具の配光分布)

(2) 灯具前面にある安全柵による遮光の影響

$$I_e = \frac{\int_{t_1}^{t_2} I\,dt}{K+(t_2-t_1)} \quad \cdots\cdots(1)$$

(Blondel-Reyの実験式)

Ie：実効光度
I：閃光の瞬時光度
K：定数(通常K＝0.21秒)
$t_2 - t_1$：閃光の継続時間

使用灯具の光度は閃光モードH，M，Lの3段階に切換えられる。閃光回数は毎分40回であり，1回の閃光がモードH及びMでは1個の，モードLでは6個のパルス閃光よりなっている。今回の実験では3段階以上の光度切換が必要であったため，透光フィルタを0～4枚使用した。フィルタの分光透過率を図－3に，フィルタ枚数と観測方向に対する閃光の実効光度との関係を表－1に示す。

2.2.2 実験用測定器類

大気透過率の変化を測定するため，透過率測定用光源を障害灯の横に併置した。使用した光源は表－2の特性をもつ100V 200Wシールドビーム形投光用電球である。輝度計で電球ビーム光の強さを測定する場合，測定視野内の背景による光が同時に入射するのを防ぐ必要がある。このため内外面とも黒色つやけし塗装してある遮へい箱を使用した。

表－1　観測方向に対する閃光の実効光度

| フィルタ枚数 / 閃光モード | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 |
|---|---|---|---|---|---|
| H | 175,000 | 38,500 | 14,000 | 5,250 | 1,750 |
| M | 13,500 | 2,950 | 1,080 | 405 | 135 |
| L | 4,300 | 945 | 345 | 130 | 43 |

表－2　透過率測定用光源の特性

| 形名 | 種類 | 中心光度 (cd) | ビーム角(度) 1/2の場合 | ビーム角(度) 1/10の場合 |
|---|---|---|---|---|
| BRS　100V 200W/P | スポット | 43,000 | 7×11 | 13×20 |

輝度計の測定範囲は視角については2分から2度まで，輝度については$3.43\times10^{-4}$(nt)から$3.43\times10^{9}$(nt)までであった。

水平面照度の時間的変化を記録するため自動記録型照度計を使用した。照度の測定範囲は受光器に倍率フィルタをかぶせることにより$0.2\sim10^{5}$(Lx)の範囲にわたって測定できる。受光器は観測場所の霞ケ関合同庁舎屋上に設置した。

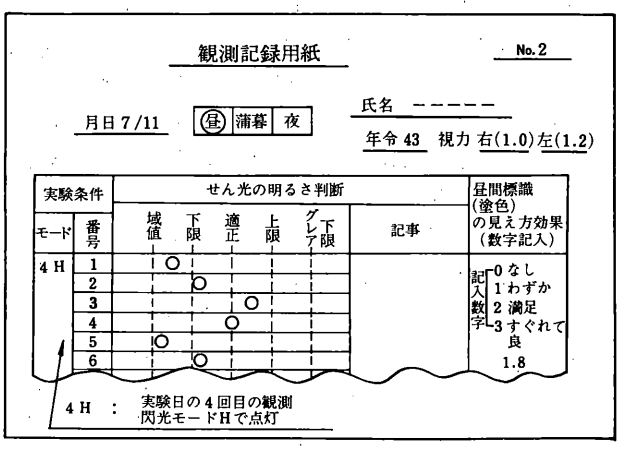
## 2.3 実験方法

2.3.1 測定方法

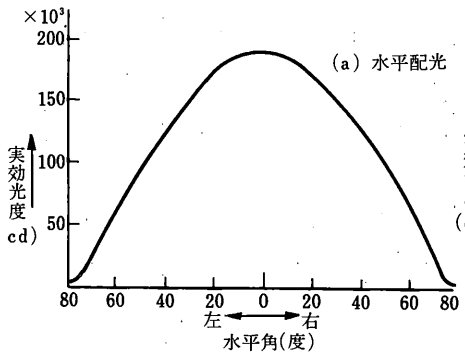
背景輝度は視覚2分を使用して輝度計により測定した。測定点は障害灯右方及び鉄塔上空の二点で，実験時に4回測定を行ない，その平均値を背景輝度値とした。

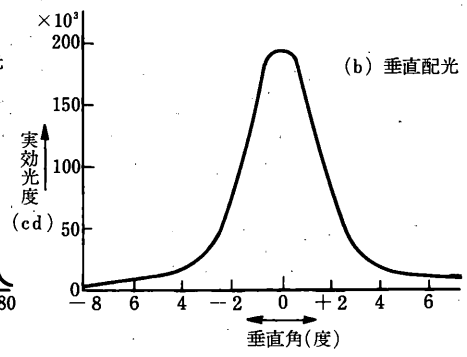
天空照度は照度計により連続記録し，観測開始時と終了時との照度の平均値を照度の値とした。

大気透過率は障害灯観測終了後直ちに透過率測定用光源を点灯させ，観測側においた輝度計でビーム光の強さを測定し，次に消灯した時の背景輝度のみの値を測定した。透過光の強さはこの2つの値の差で求められる。この操作を2回繰返しその平均値を算出した。使用した輝度計の視角は昼間においては2分である。1.7kmにおける2分の大きさは直径1mの円であり，背景板1.2m角の範囲内に含まれるので天空輝度の影響は除かれる。夜間には背景輝度がきわめて低いので使用視覚は6分とした。

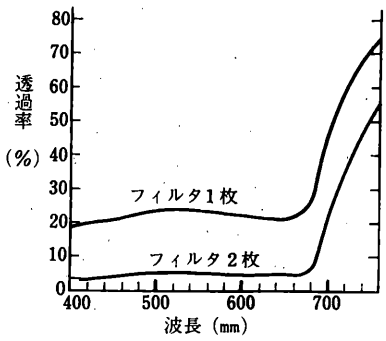



図－4　観測記録用紙の一例




図－2　灯具の配光分布




図－3　減光フィルタの分光透過率

2.3.2 観測方法

観測者は配布された記録用紙に観測結果を記入した。記入された記録用紙の一例を図－4に示す。視程等気象観測については日本気象協会より参加した観測者が毎回の実験時における気象を観測した。ここで視程については障害灯設置場所方向について記録した。

### 2.4 実験経過

実験は悪視程の生じやすい梅雨期をえらび，52年6月27日から7月21日まで行い，その経過は表－3のとおりである。実験実施場所は図－5に示す。

刻々変動する天候条件で背景輝度及び視程の要因と見え方について信頼できるデータを得るには，迅速に実験を行う必要がある。最初実験時間は4～5分間要したが，熟練により3分間程度に短縮できた。なお観測者判断の先入観による誤差を除くため，今回の実験では閃光の提示方式を2種類とした。

## 3 実験結果

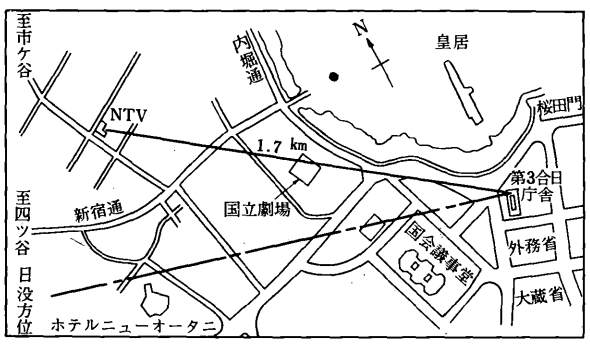
### 3.1 結果の整数

閃光灯火の見え方実験においては，光度を変えた閃光を提示し，観測者がその灯火を知覚した明るさに応じて判断を下させるようにしている。その評価基準として次の5段階の尺度を定めた。

(1) 灯火がかろうじて見え始める。……域値
(2) 信号灯火としてはこれ以上の明るさが必要…下限
(3) 信号灯火として適正な明るさである……適正
(4) 信号灯火としてこれ以上の明るさは不要……上限
(5) 灯火を眩しく感じ始める……グレア下限

この観測者の判断は灯火の知覚された明るさに対する主観的な価値判断であるため，このような個々の判断をそのまま数量化して取り扱うことはできない。しかし，今回の実験では，閃光灯火の設定光度を数種類に限定し，この設定光度に対して多数の観測者に多数回判断させるという方法を採用した。このためその判断を数量化し統計的に処理できる。ここで次の2点すなわち

(1) 域値，下限，適正，上限，グレア下限の順に対応する閃光灯火の実効光度が高くなっていること。




図－5 実験場所位置図

(2) 知覚される明るさは概ね光度（又は輝度）の対数に比例すること（ウェーバー フェヒナーの法則）。を考慮し次のような評点を与えた。

域値：0　下限：1　適正：2　上限：3

グレア下限：4

各観測者の判断に上記のような数値をあてはめ，閃光灯火の各設定光度ごとに平均値及び標準偏差を次式により計算した。

$$\text{平均値}=\frac{\Sigma\,\text{観測者の判断に対応する評点}}{\text{観測回数}}$$

$$\text{標準偏差}=\frac{\Sigma(\text{観測者の判断に対応する評点}-\text{平均値})^2}{\text{観測回数}}$$

164回に及ぶ実験について，背景輝度と気象視程の実測値を図－6に示す。ここで背景輝度及び気象視程が広範囲にわたっているため，データ整理上背景輝度を6段階（A～F），気象視程を4段階（Ⅰ～Ⅳ）に区分し，各区画ごとに整理した。

これまでに述べた方法で実験データを整理した結果，図－7を得た。これらによると実効光度が対数的に変化した場合評点の変化は下限とグレア下限との間ではほぼ等間隔で図上で直線的関係を示している。しかし域値と下限との間についてはグラフの傾きが他の部分と異っており，全区間で直線関係をもたせるには，域値と下限との間を他の区間の2倍にとる必要がある。このため次節以降では域値と下限に対する評点間隔を2，他の評点間隔を1としてグラフを描き直線補間をし，各判断に対する閃光の実効光度を求め，検討を行った。

閃光灯火の観測者は同時にテレビ塔を観測し，昼間標識としての赤と白に塗られた対象の見え方を次のような基準により判断した。

表－3 実験経過の大要

| 月日 | 天候 | 実験条件の内容 | | |
|---|---|---|---|---|
| | | 観測者数(人) | 昼･薄暮･夜の別 | 観測回数 |
| 6.27 | 晴 | 9 | 昼 | 4 |
| 6.28 | 曇～晴～薄曇～曇 | 6～8 | 昼 | 7 |
| 6.29 | 曇～雨 | 6～8 | 昼 | 10 |
| 6.30 | 曇 | 8～10 | 昼・薄暮・夜 | 12 |
| 7.1 | 曇 | 8～9 | 昼・薄暮・夜 | 15 |
| 7.4 | 晴 | 7～8 | 昼 | 7 |
| 7.5 | 曇 | 5～9 | 昼 | 8 |
| 7.6 | 薄曇～曇～薄曇～曇 | 9～11 | 昼 | 5 |
| 7.7 | 晴～曇～晴～雨 | 8 | 昼・薄暮・夜 | 7 |
| 7.11 | 曇～雨 | 6～8 | 昼・薄暮 | 13 |
| 7.12 | 曇～薄曇～曇 | 7～10 | 昼・薄暮 | 12 |
| 7.13 | 晴～快晴 | 10 | 昼 | 6 |
| 7.14 | 曇～晴～曇～雨～曇 | 6～8 | 昼 | 8 |
| 7.18 | 晴～曇～晴～曇～薄曇 | 5～7 | 昼・薄暮・夜 | 14 |
| 7.19 | 雨～曇～雨～曇 | 10～11 | 昼・薄暮・夜 | 16 |
| 7.21 | 快晴 | 10 | 昼・薄暮・夜 | 20 |

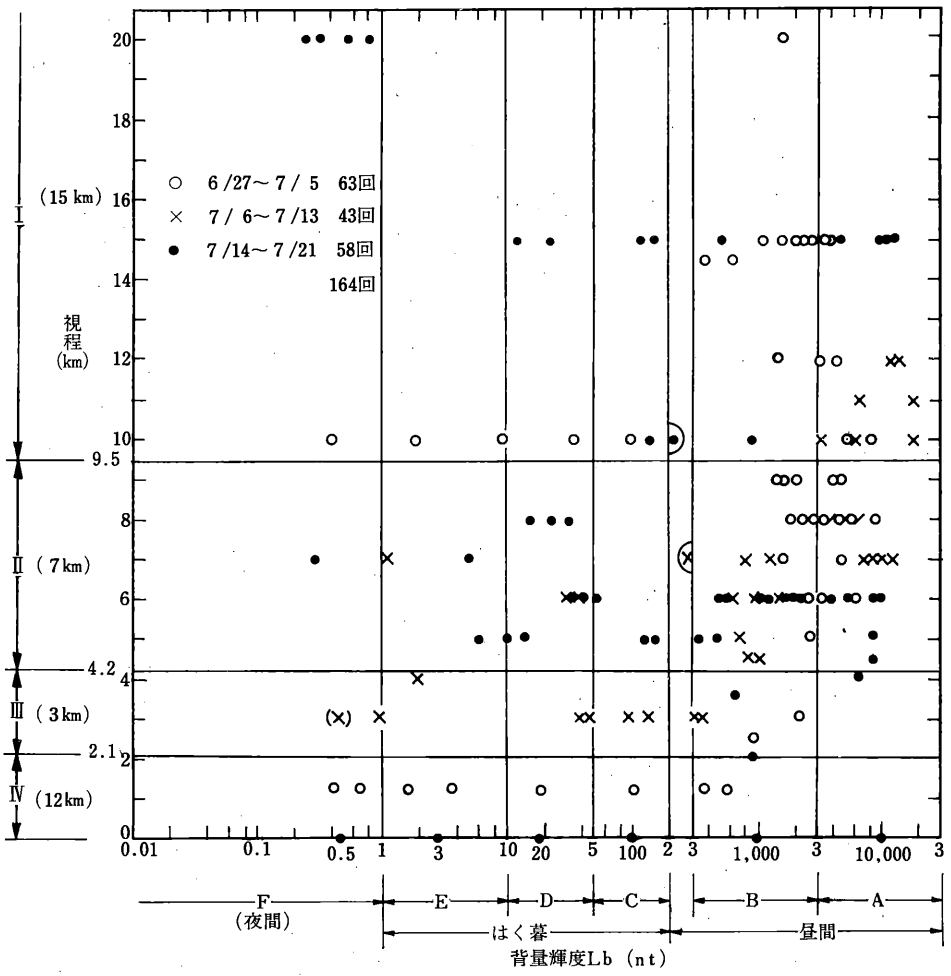
(1) 標識としての効果はまったくない。
（なし）

(2) やや標識としての効果がある。
（わずか）

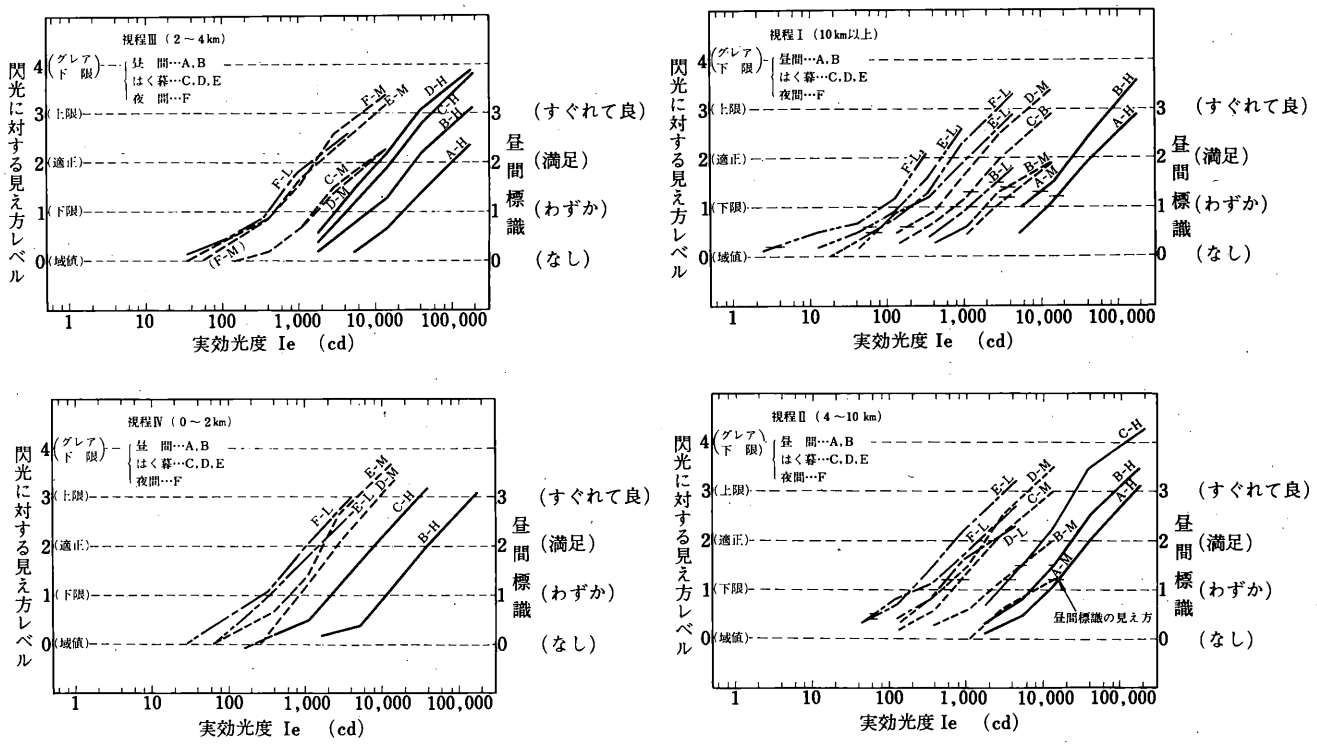
(3) 標識としての満足な効果がある。
（満足）

(4) 標識としてきわめてよく見える。
（すぐれて良）

上記の評価方法による観測者の判断に対し，閃光灯火の場合と同様に評点を与え統計的に処理した。つまり（なし：0，わずか：1，満足：2，すぐれて良：3）を各判断の評点とし，平均値（平均的な判断に対応する値）及び標準偏差を求めた。




図－6　気象視程と背景輝度




図－7　閃光に対する見え方レベルと実効光度

### 3.2 結果の検討

上述の整理方法により各見え方レベルに対する閃光の実効光度と背景輝度との関係を求め，図－8に一例を示す。これによると背景輝度が10,000ntから10ntまでは実効光度がほぼ直線的に低下するが，10nt以下では背景輝度の影響は小さくなる傾向がある。この見え方レベルの実効光度と背景輝度の関係はどの気象視程の場合でも同様の傾向がある。

背景輝度が1000ntと1ntの場合について実効光度と気象視程の関係を図－9に示す。実効光度と気象視程の関係はどの背景輝度においても同じような傾向にある。すなわち，気象視程が3km以上であれば，視程が低くなるに従い，必要な実効光度は高くなっている。気象視程1.2kmにおいて域値を除いては気象視程3kmの時より，同等か低い実効光度となっている。この原因としては次のことが考えられる。

(1) 観測回数が少ないこと。
(2) 雨や霧の性質によるもの。
(3) 背景が一様になり，眼の順応状態がよくなること。
(4) 光幕（ハロー）によるもの。

ここで見え方レベルに対する実効光度の比率を考えると，域値においては下限の1/10の実効光度を必要とし，適正は下限の約4倍，上限は下限の約14倍，グレア下限は下限の約50倍を必要としていることがわかる。

図－10に背景輝度と昼間標識の見え方の関係を示す。これによると昼間標識の見え方は背景輝度の上昇につれて良くなる傾向にある。また100nt程度以下では，昼間標識の効果は期待できない。

今回の実験では観測の環境条件により延べ観測者数は異なり，少い時5名多い時194名であり，平均値を用い解析した。なお判断のばらつきには次のような傾向がみられた。

(1) 閃光灯の見え方判断の場合

昼間の場合，域値から下限を与える閃光灯火に対して判断のばらつきが多い。

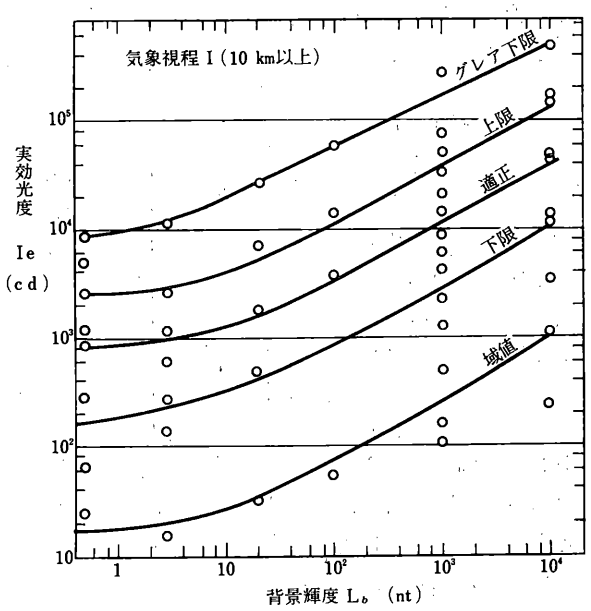
薄暮及び夜間では特に差がない。

(2) 昼間標識の見え方判断の場合

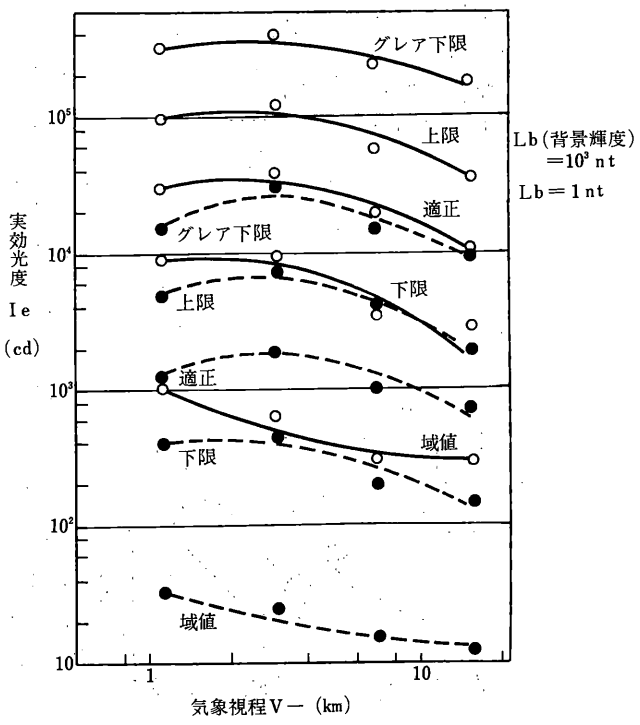
閃光灯火の場合に比べばらつきが全般的に大きい。

観測者は年令21才～65才で職業もさまざまであり，データは観測者全員の平均値で整理した。民間のベテラン・パイロットが参加していたため，一般観測者と比較しパイロットのデータの特徴を次に示す。

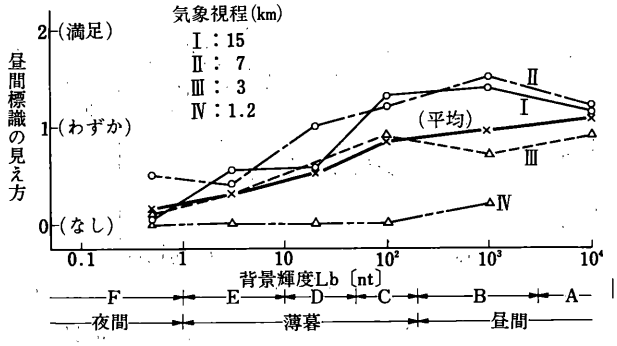
(1) 実効光度に対する見え方評価は鋭敏で域値から上限の実効光度範囲は約20倍である。一般観測者では約100倍である。（昼間の場合）
(2) 域値を与える実効光度が一般観測者の約3倍である。（昼間の場合）
(3) 上限を与える実効光度が一般観測者の約1/2である。（昼間の場合）
(4) 夜間の場合，昼間の場合より差は少ないが域値及び下限に対する実効光度は同様に高くなっている。



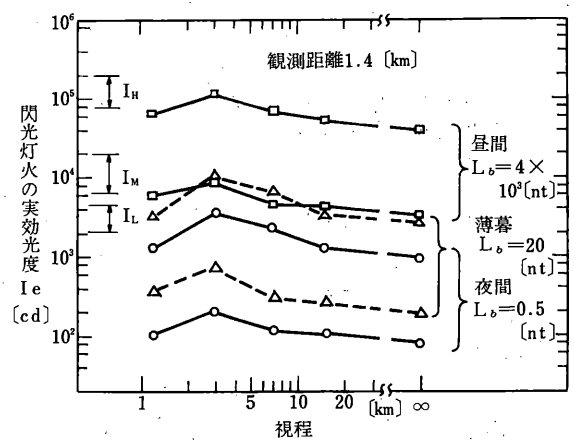

図－8　実効光度と背景輝度

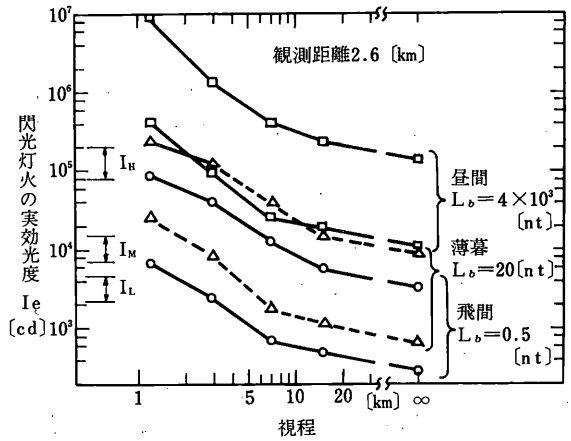



図－9　実効光度と気象視程




図－10　背景輝度と昼間標識の見え方




図－11　見え方レベル下限から上限に対する角膜照度を得るために必要な実効光度

表－4　同一角膜照度をうるための実効光度の比

| 視程 / 大気減衰率 | 1.2〔km〕 | 3 | 7 | 15 | ∞ |
|---|---|---|---|---|---|
| | $2.496\times10^{-3}$ | $0.9986\times10^{-3}$ | $0.4280\times10^{-3}$ | $0.1997\times10^{-3}$ | 0.0000 |
| I 1400/ I 1700 | 0.321 | 0.503 | 0.596 | 0.639 | 0.678 |
| I 2600/ I 1700 | 22.11 | 5.746 | 3.438 | 2.800 | 2.339 |

## 4．考察

障害灯が問題となるような航空機のスピードを260km／時（140ノット）～360km／時（195ノット）と考える。また障害灯を発見し回避を始める迄の時間が約6秒であり回転率3°／秒で90°旋回するとすれば，障害灯は1.4kmないし2.6kmの距離から明瞭に視認できるものでなければならない。大型機の場合計器飛行が主であるから，パイロットはスキャニングのループの中に障害灯を含めて，短時間に「ちらっ」と見ることになる。このため眼を離して再び見る場合にも明瞭に識別でき，誘視性があり，パターン構成が判断できる明るさが必要である。小型機の有視界飛行においては障害物であることを標示する以外にNAVIGATIONの基準としての識別性や誘視性が必要となる。

一般に観測者と灯火の距離（観測距離）が変化すると観測者の角膜照度が変化するため，灯火の見かけの明るさも変わる。従って角膜照度を一定に保ち，同じ見え方を維持するための閃光灯火の実効光度は異なる。また，この角膜照度を一定に保つための実効光度の変化は視程と関連があり，視程が悪くなるほど観測距離の変化に対する実効光度の変化の割合は大きくなる。

航空機の航行条件から考えると回避を行なうためには上述したように約1.4km～2.6kmの距離から閃光灯火を視認する必要がある。表－4にこれらの距離から見た場合に今回の実験で行った1.7kmから観測した時と等しい角膜照度を得るための灯火の実効光度の比を計算し，示す。この表を基礎にして今回の実験で得られた見え方レベルの下限から上限に相当する角膜照度を維持するための灯火の実効光度を1.4km及び2.6kmについて換算した。昼間Lb＝4×$10^3$（nt）薄暮Lb＝20（nt）及び夜間Lb＝0.5（nt）について図－11に示す。なおこれらの左端に各閃光モードについて光軸から上下方向±2°以内における実効光度の範囲を示している。観測距離2.6km視程3km以上の場合この実効光度は妥当な範囲にあるが，距離1.4kmの場合視程が悪い時でも上限又はそれを越える角膜照度を与える実効光度となっており，若干まぶしいように思われる。

## 5．まとめ

閃光式障害灯の性能については，今回の実験条件下で使用可能限界や，昼間障害標識と比較した場合の差などを定量的にとらえることができ，ある条件範囲内においては使用可能であるという結論が得られた。

しかし，上述したように橋梁周辺の状況が今回の環境条件とは異なることから，得られた実験結果は目安とはなり得ても，同一であるとはいいきれない。閃光式障害灯の効果が実際の条件でどのように変化するかを確かめるためにはさらに今後の検討が必要であろう。

なお大三島橋及び因島大橋において，閃光式障害灯を設置することにより，昼間障害標識設置免除の承認を得るため申請中であることを付記しておく。

終りにこの実験にあたり，御協力いただいた運輸省航空局，日本気象協会，日本テレビ放送網（株），照明学会航空障害灯見え方調査委員会の委員各位に深く感謝の意を表する。

### 参考文献

(1)FAA（米国連邦航空局），Advjsory Circular (1973. 12. 11)
(2)日本電信電話公社，高光度全日用航空障害灯の試行に関する調査研究報告書(1976)
(3)照明学会　色光の見え方に関する報告書　(1970)
(4)照明学会　航空閃光灯火の見え方報告書　(1971)
(5)照明学会　航空灯火の最適輝度に関する報告書（1970）
(6)気象庁　地上気象観測法

# 鋼床版の変形特性に関する調査

設計第一部設計第二課　福井幸夫

## 1．まえがき

本州四国連絡橋の吊橋などの長大橋梁では，主要な部材断面力に死荷重の占める割合はきわめて大きく，例えば吊橋の主ケーブルにおいては，その応力の8割前後が死荷重で占められている。したがってそれらの長大橋梁については，死荷重を軽減するために床版には鋼床版を採用することにしている。しかし，鋼床版は鉄筋コンクリート床版に比べて①剛性が低く局部的に大きな変形が生じる，②外気温の影響を受けやすく温度の変動範囲が広いなどの特徴を有しているので，気象や交通車両などの作用から鋼床版を防護し通行車両には快適な走行性を提供する鋼床版橋面舗装においては，冬季低温時には局部変形に追従できないのでひび割れを，夏季高温時にはアスファルトの流動による輪だち掘れを生じやすい。[1), 2)]

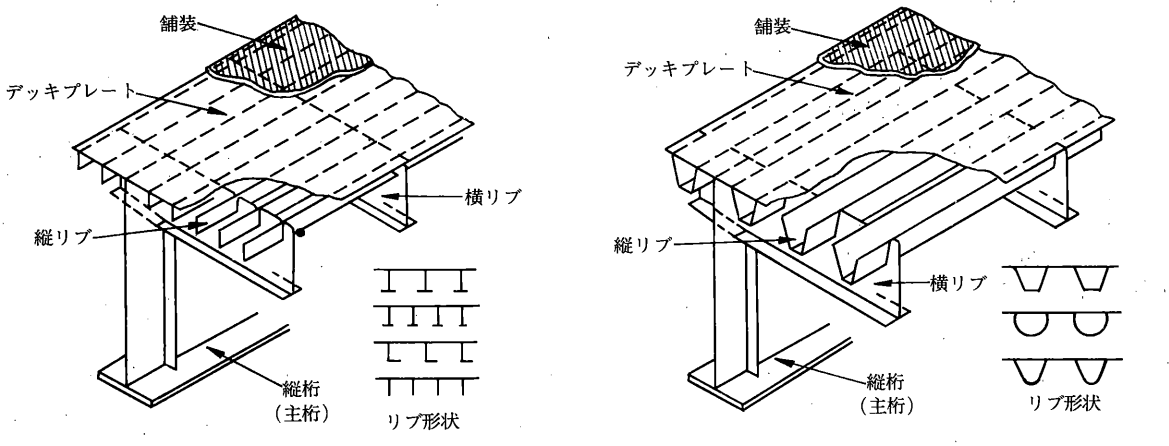
このような鋼床版舗装の問題点を解決するために，公団では建設省土木研究所，日本道路協会の協力のもとに低温時の耐ひび割れ特性に優れ，かつ高温時の流動などがない安定性の高い舗装材料・構造の研究開発を進め，51年度に日本道路協会において鋼床版橋面舗装を対象とした本州四国連絡橋々面舗装基準（案）がまとめられるに至った。一方，これらの作業と並行して，舗装を支持する鋼床版構造の見地から，版の剛性を高め，さらに版の変形を均一化することによって鋼床版橋面舗装への悪影響を軽減する検討を実施した。

本報告は，鋼床版橋面舗装の設計条件を明らかにするとともに舗装の耐久性の向上に有効な鋼床版構造を見い出すことを目的とする鋼床版の変形特性に関する解析，および解析結果の検証と実交通下での変形特性を推測することを目的とする実橋での載荷実験についてまとめたものである。

## 2．鋼床版構造の概説

鋼床版は図－1に示すようにデッキプレートである平鋼板の下面に，橋軸方向に配置される縦リブおよびそれに直角方向に横リブを溶接した補剛された鋼板であり，その上には気象や交通車両による衝撃あるいは摩耗などから鋼床版を保護し，走行車両に対して快適な走行性を提供する舗装が施される。鋼床版は普通，主桁に溶接されて主桁断面の上フランジの一部として，主桁作用に協力することになるが，本州四国連絡橋の吊橋などでは，縦桁に溶接され縦桁作用を分担する。

鋼床版の縦リブとしては，図－1（a）に示すねじり抵抗の小さい開断面リブと，（b）に示すねじり抵抗の大きい閉断面リブとがある。鋼床版を積極的に採用している西ドイツにおいては，最近では開断面リブよりも閉断面リブを使用する傾向が強く，国内においても同様の傾向




（a）ねじりに弱い開断面の縦リブを用いた鋼床版

（b）ねじりに強い閉断面の縦リブを用いた鋼床版

図－1　縦リブを用いた鋼床版

にある。[3]

閉断面リブはねじり剛性が大きいため，同じ曲げ剛性をもつ開断面リブに比してリブに直角方向への荷重分配作用が大きく，縦リブ支間（横リブ間隔）を長くすることができるので，鋼重を軽減することができる。また閉断面リブはデッキプレートに外側からの隅肉溶接だけで取付けられるので，開断面リブに比して溶接量が少なく溶接ひずみが小さくてすむなどの利点がある。しかし，閉断面リブの現場継手は構造と施工性の面で開断面リブのそれに劣るばかりでなく，橋面舗装への影響について開閉いずれの断面リブが優れているか明らかにした調査もないので，両者の間に優劣をつけ難い。

横リブとしては，一般に逆T形の断面が用いられる。横リブは縦リブの弾性支承としての働きをするので，その配置間隔（縦リブ支間）は縦リブの形状や断面性能に密接な関係がある。国内の鋼床版実績では，横リブの配置間隔（縦リブ支間）は平均値で，開断面縦リブの場合に2.0m，閉断面縦リブの場合で3.0mとなっている。[3]

デッキプレートは橋面舗装を介して路面の荷重を支持する。その厚さは，道路橋示方書・同解説[4]によれば，車輪荷重による縦リブ間の局部たわみを一定量以下に抑えて橋面舗装のひび割れが生じないように規定されており，その最小厚は，溶接ひずみによるデッキプレートの不陸が問題とならない12mmにしている。縦桁に支持される鋼床版のデッキプレートは，一般の主桁に合成される鋼床版のように主桁作用が大きくなく，ほとんど床作用で断面が決められることになり，縦リブや横リブの上フランジとしての役割は小さい。

縦リブと横リブとで補剛されたデッキプレートすなわち鋼床版を支持する縦桁は，横リブと同じように逆T形の断面が用いられる。同じ方向に並べられる縦リブに比して縦桁は剛性が大きくたわみにくいので，縦桁上はデッキプレートの局部変形が大きくなり，橋面舗装に対してひび割れが発生しやすい場所となる。したがって，縦桁の配置は，その必要断面と本数から経済性を考慮して決められる場合が多いが，同時に縦桁上橋面舗装のひび割れ発生のしやすさを考慮して車両走行位置との関係を考える必要がある。

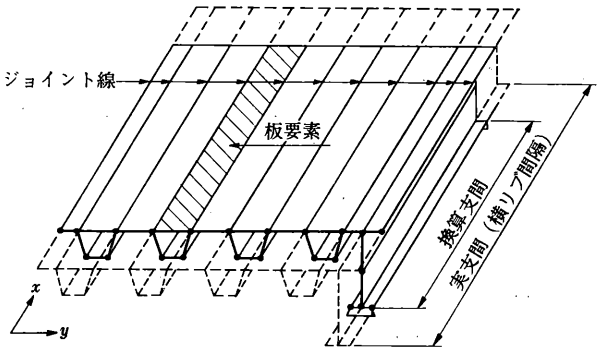
縦桁で支持された鋼床版は，高次の不静定構造物なので，上述のように，それを構成する部材の断面や配置の決定にあたっては，部材相互の関連をよく検討し，経済性や橋面舗装への影響について調和のとれた構造を選択しなければならない。しかし，解析のうえからは格子構造あるいは直交異方性板として取扱われるのが一般的であり，部材相互の関連を把握することはできるものの，橋面舗装への影響がわかる局部的な変形を正確に求めることができない。今までの鋼床版設計においては橋面舗装への配慮が足りない傾向にあったが，最近では解析方法も進歩し，有限帯状板要素法(Finite Strip Method-F.S.M.)[5][6]や折板理論解法[7]などによって，断面力と同時に局部的な変形状態や舗装への影響を正確に求められるようになってきている。

## 3．変形特性の解析

### 3.1 解析方法

ここで用いた解析方法は，鋼床版橋面舗装に縦リブや縦桁上でひび割れが発生しやすいことを念頭に置き，そこでの局部的な変形状態が求められる有限帯状板要素法（F.S.M.）によった。F.S.M.は，鋼床版を長方形要素あるいは三角形要素に分割して直接的に解析する最も汎用的な有限要素法（Finite Element Method-F.E.M.）に類似した方法であり，鋼床版を帯状板要素（strip）に分割して，その要素内の変位関数をx方向に正弦曲線，y方向には3次曲線で表わしたものである。

ここでは，図－2に示すように鋼床版構造を計算上の制約から，換算支間を用いることによって横リブで単純支持された帯状板要素に分割した力学モデルに置換した。したがって，実際の構造では横リブや縦桁の支点間のたわみを生じるので設計々算にはその影響を考慮しなければならないが，このモデルにおいてはその影響は無視されることになる。しかし，今回の調査の対象としている局部変形については，横リブや縦桁のたわみによる影響は小さく，定性的な傾向を把握するには差し支えないと考えられる。




図－2　鋼床版の解析モデル模式図

横リブで単純支持された帯状板要素内の任意の点における変位は，sine級数で展開されるLévy型の解として次のように表わされる。

$$w(x,y)=\sum_{n=1}^{\infty}(a_1+a_2y+a_3y^2+a_4y^3)\sin\alpha x \cdots\cdots(1)$$

ここで，$\alpha=n\pi/L$（$n=1, 2, 3, \cdots\cdots$）

$a_1 \sim a_4$＝変位に関する任意係数

係数$a_1 \sim a_4$は，一帯状板要素の境界条件によって決定される。そして，この変位関数式(1)が一般の有限要素法の手法に組み合わせられ，任意の点における変位，曲げモーメントなどが求められる。

### 3.2 解析内容

今回の調査は，鋼床版上橋面舗装の縦リブおよび縦桁

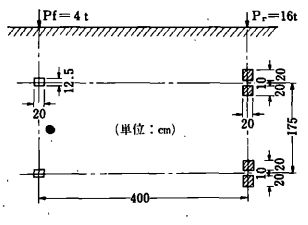
表－1　F.S.M.による鋼床版変形解析の検討項目

| 着目場所 | 検討項目 | 検討内容 |
|---|---|---|
| 縦リブ上デッキプレート（橋軸直角方向） | 縦リブの断面形状 | {閉断面縦リブ（t＝6㎜）の場合，横リブ間隔2.6m<br>開　〃　〃　1.3m} とし，必要な剛性をもつ縦リブをリブ配置間隔を一定に配置し，直上載荷による縦リブ上デッキプレートの曲率半径をもとめる。 |
| | 閉断面縦リブの板厚 | 横リブ間隔を2.6m一定にし，閉断面縦リブの板厚を道路橋示方書における最小厚8㎜と，さらに薄くした6㎜の場合について，直上載荷による縦リブ上デッキプレートの曲率半径をもとめる。 |
| | 閉断面縦リブの高さ | 横リブ間隔を2.5m，縦桁間隔を3.4mに一定し，閉断面縦リブ（t＝6㎜）の高さを24，27，30cmの三種類に変化させ，直上載荷による縦リブ上デッキプレートの橋軸直角方向の曲率半径をもとめる。 |
| | 閉断面縦リブの間隔と縦桁間隔 | 横リブ間隔を2.5m，閉断面縦リブの高さを27cmに一定にし，縦リブ間隔と縦桁間隔との組合せを32cm－3.4，30cm－3.6mおよび32cm－2.2mの三種類とし，直上載荷による縦リブ上デッキプレートの曲率半径を求める。 |
| 縦桁上デッキプレート（橋軸直角方向） | 縦桁とその隣りの縦リブとの間隔 | 横リブ間隔を2.5m，閉断面縦リブの高さを27cmに一定にし，縦桁とその隣りの縦リブとの間隔を15cm，26cmおよび30cmの三種類とし，縦桁直上載荷による縦桁上デッキプレートの曲率半径をもとめる。 |
| | 横リブ間隔 | 縦桁間隔を3.4 m，閉断面縦リブの間隔を33cmに一定にし，横リブの間隔を2.0m，2.5mおよび3.3mの三種類に変化させ，その横リブ間隔に応じた縦リブ高さをもつ鋼床版の縦桁間中央に載荷した場合の縦桁上デッキプレートの曲率半径をもとめる。 |

上のひび割れ発生防止に対して，鋼床版を構成する縦リブと横リブそして鋼床版を支持する縦桁の断面諸元や配置をどのようにするのが望ましいかを検討するものであり，それぞれの構成部材について表－1に示す解析を実施し，主に曲率半径で結果を表わし比較することにした。

鋼床版上橋面舗装は，鋼床版の設計においては夏季高温時の軟化などの理由によってその存在を無視して行なわれるが，今回はその剛性の影響が大きいと考えられるので，舗装厚60㎜として構造モデルに考慮することにした。力学的には，デッキプレートと橋面舗装とが完全に接着して一体となって変形する合成版と，接着が期待できない重ね版の二種類を設定した。橋面舗装の変形係数（スチフネス）は，よく知られているように温度と載荷速度によって大きく異なるので[8]，低温時（－10℃）の高速載荷でのひび割れに着目しているところから，10,000 kg／cm²～100,000kg/cm²とした。さらに，舗装の剛性が期待できない高温時の変形に着目して舗装を無視（スチフネス＝0）したものについても考えることにした。

これらの構造モデルに対し，図－3に示す設計自動車荷重（T－20）の後輪荷重（軸重16t）に（i＝0.4）を考慮したものを，橋軸方向に関しては支間中央に，橋軸直角方向に関しては着目する構造と位置を考えて載荷した。なお，舗装による輪荷重の分散効果は舗装のスチフネスの如何に関係なく考えないことにした。

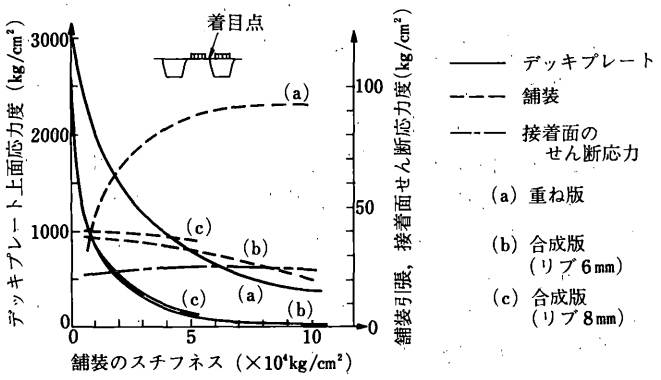


図－3　設計自動車荷重（T－20）

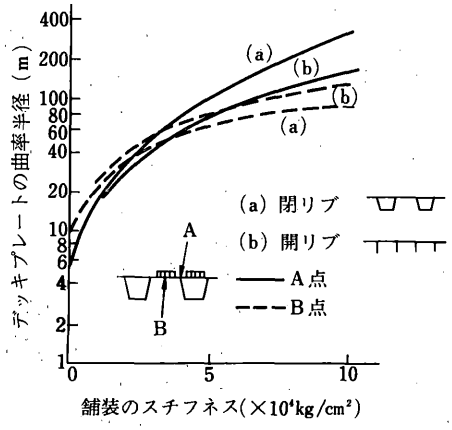
### 3.3 解析結果

#### 3.3.1 舗装の効果

デッキプレートと橋面舗装との接着が完全に保たれて両者の合成効果が期待できるならば，図－4に示すように舗装のスチフネスの高領域は当然のこと低領域においても，合成効果が期待できない場合に比べて曲率半径が著しく増加し，デッキプレート応力度および舗装の引張応力度は舗装のスチフネスの上昇に伴ない減少する。しかし，その合成効果を得るには韮沢らの研究[9]や図－4に



図－4　縦リブ上各種応力度（橋軸直角方向）



図－5　閉断面リブ，開断面リブ曲率半径（橋軸直角方向）

示すように，デッキプレートと舗装との接着面に生ずる20kg／cm²程度のせん断応力度に耐え得る接着力を必要とする。一方，デッキプレートと舗装との合成効果が期待できない重ね版の場合には，舗装のスチフネスの上昇とともに舗装に生ずる引張応力度が大きくなる傾向が見られる。したがって，橋面舗装の設計にあたっては，舗装本体もさることながら，デッキプレートと橋面舗装との接着層にも十分注意する必要がある。

3.3.2 縦リブ上および縦リブ間の曲率半径

図－5に示すように，舗装とデッキプレートとの合成作用を考えた場合には，橋面舗装のひび割れの原因となる表面における引張応力度に着目すると，縦リブ直上での曲率半径が大きい閉断面リブが望ましいことがわかる。一般に閉断面リブには開断面リブに比べて橋軸直角方向への荷重分配作用が期待できるところから，縦リブを剛支線とするデッキプレートの変形に鋼床版としての全体的な変形が加わることによって，このような結果が生まれるものと考えられる。したがって，舗装とデッキプレートとの合成が期待できない重ね版では，縦リブ間中央点における舗装下面に縦リブ上より大きい引張ひずみが生ずる恐れがあり，この場合には閉断面リブよりも開断面リブが望ましいことになる。

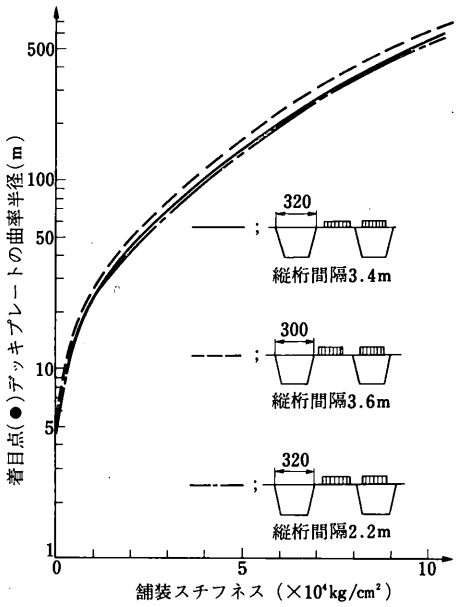
閉断面リブの板厚の影響は図－4からも明らかなように，板厚6㎜とした場合の方が橋面舗装表面に引張ひずみが発生する位置においてわずかながら曲率半径が大きい。局部解析における鋼床版のたわみは，板厚を6㎜にした場合には8㎜に比較して大きくなるが，別途計算した鋼床版全体のたわみから判断するとほとんど差がない。これらの局部変形および鋼床版のたわみからは，リブ板厚6㎜と8㎜との間に有意な差は認められない。

閉断面リブの高さによる影響は表－2に示すようにあまり大きくない。また，閉断面リブの配置間隔および縦桁の配置間隔による影響も，図－6に示すように閉断面リブの配置間隔による差がいくぶん大きい傾向にあるが著しい差があるとは言えない。

これらの結果より，縦リブ上の橋面舗装のひび割れ防止に対しては，通常の断面性能をもつ縦リブを通常に用いられている間隔で配置している限り，大きく改良される余地がないと言えよう。また，後ほど触れることになるが，高いスチフネスの領域での発生応力度の水準は，ほぼ10kg/cm²程度であって縦桁上のそれに比較してかなり低い値となっており，鋼床版の改良としては縦桁上のひび割れ防止に着目することが先決問題となる。

表－2　縦リブの高さとデッキプレートの変形

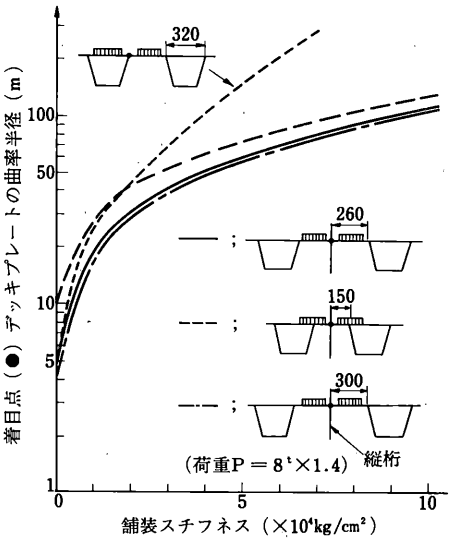
| 縦リブ断面 | | | 縦桁間隔 | 横リブ間隔 | 舗装スチフネス | 縦リブ上デッキプレートの曲率半径 (m) | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 間隔 (cm) | 高さ (cm) | 断面二次モーメント (cm⁴) | (m) | (m) | (kg／cm²) | 橋軸方向 | 軸直角方向 |
| 32 | 24 | 9,050 | 3.4 | 2.5 | 0 | 140 | 4.6 |
| 〃 | 27 | 11,790 | 〃 | 〃 | 〃 | 156 | 4.5 |
| 〃 | 30 | 14,950 | 〃 | 〃 | 〃 | 171 | 4.5 |




図－6　リブ配置間隔と縦桁配置間隔による変形の相違(橋軸直角方向)

3.3.3 縦桁上の曲率半径

今までの経験から橋面舗装のひび割れが発生しやすいとされている縦桁上におけるデッキプレートには，その縦桁直上の輪荷重によって，縦桁とすぐ隣りの縦リブとの間隔ごとに図－7に示す変形が生ずる。この間隔によってデッキプレートの変形はかなり異なり，縦リブと縦桁との間隔は一般部の縦リブ間隔より狭くする必要があることがわかる。ところが，同図中に一般部の縦リブ上におけるデッキプレートの変形を示すように，舗装のスチフネスの高い領域では，縦桁上の変形は縦リブ上に比較してきわめて大きくなる。一般に，舗装のスチフネスは載荷速度を上げることによって高くなることが知られており，走行車両によるデッキプレートの変形に着目した場合には，縦桁上のデッキプレートに大きな変形を生じさせない工夫が必要となる。この対策の一つとして，車輪の通行位置を縦桁からできるだけ遠ざけることが考えられる。




図－7　縦桁～縦リブ間隔による変形の相違(橋軸直角方向)

この考えに基づいて縦桁を車線間隔に配置することとし，通常の走行状態によって生ずる縦桁上デッキプレートの変形について横リブ間隔（縦リブ支間）による影響をまとめると図－8のように示される。この計算に用いたモデルは，それぞれの横リブ間隔に応じて設計された縦リブをもつものである。その結果によれば，舗装のスチフネスが低い時には横リブ間隔を狭くすることが縦桁上のデッキプレートの変形を小さくすることにきわめて有効であり，舗装のスチフネスが高くなれば横リブ間隔による差が小さくなり，その効果が薄められることがわかる。一般に，数百mの曲率半径では舗装にひび割れは発生しないと考えられるので，横リブ間隔をせまく選ぶことによって通常の走行状態で縦桁上のひび割れの問題は生じないと思われる

最近の鋼床版には閉断面縦リブが多く用いられ，その横リブ間隔（縦リブ支間）はしだいに大きくなる傾向にあるが，このような結果から判断すると，橋面舗装にとってはかなり厳しい状態にさらされていることになるので一考を要する。

縦桁の剛性がその上のデッキプレートの変形に与える影響は，縦桁直上の荷重およびわずかに離れた位置での荷重いずれの場合でも小さい。しかし，鋼床版全体のたわみは縦桁の剛性によるところが大きく，縦桁の剛性に反比例するようである。

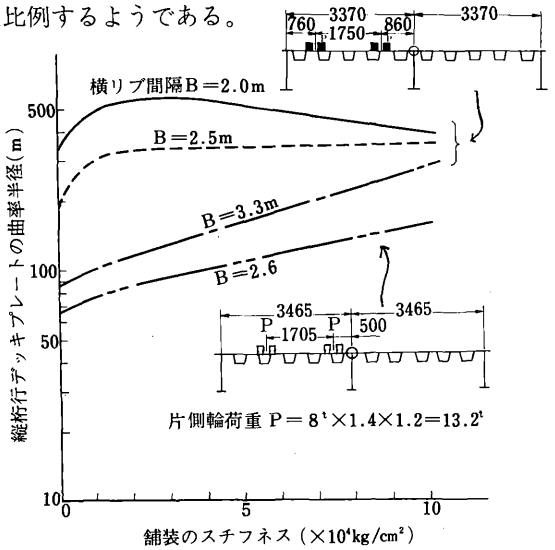



**図8　横リブ間隔による縦桁上デッキプレートの変形の相違**

## 4．試験橋梁での載荷実験

### 4.1 目的

車両輪荷重によって鋼床版に生ずる変形と変形に伴なう応力度がすでに述べたように計算で求められた。この解析に用いた方法は有限要素法の一変形であり，計算結果は近似解である。この解析方法による横リブを含めた鋼床版全体系の計算結果は直交異方性版理論に基づく鋼床版の設計々算値にはよく一致すると報告されているものの，今回行なった局部的な変形に着目した計算結果の信頼性などは確認されていない。[10)]

鋼床版を構成する部材は弾性挙動を示す鋼材であるが，その上に施されるアスファルト舗装は粘弾性体と考えれ，その材料特性は温度や載荷速度に依存する。温度や載荷速度によってスチフネスは変化するが，このような橋面舗装をもつ鋼床版では，実際の交通下で生ずる変形や応力度を推定することはきわめて困難である。

これから述べる鋼床版試験橋梁における載荷実験は，このような問題点を解明するために，次の目的で実施したものである。

(1)　解析方法の信頼性の確認

実験室での調査や解析により鋼床版の静的載荷時での変形状態が得られており，実橋での実荷重下における鋼床版の変形状態を把握して，解析方法の信頼性の確認を行なう。

(2)　舗装前後における鋼床版の静的挙動の確認

舗装前後における鋼床版の変形や応力度の相違から，橋面舗装の合成効果の有無を調べる。

(3)　鋼床版の走行載荷時挙動の把握

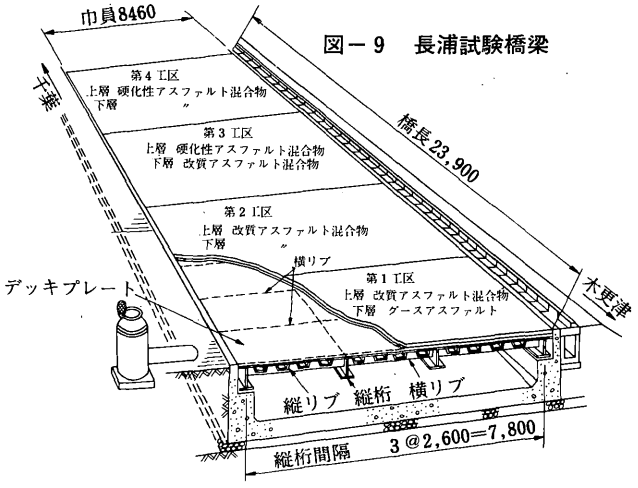
舗装は載荷速度によって著しくスチフネスが変化するので，橋面舗装による荷重の分散効果や合成効果が大きく相違することになる。したがって，実際の舗装や鋼床版の疲労設計を行なうには，走行載荷時における鋼床版の挙動を正確に把握する必要があり，静的載荷時との相違を確認する。

その他，目的を達成することはできなかったが，舗装構成による荷重の分散効果あるいは合成効果の相違を把握することがあげられる。

### 4.2 載荷実験の概要

#### 4.2.1 試験橋梁

載荷実験を実施した長浦試験橋梁は，千葉県君津郡袖ヶ浦町長浦の一般国道16号に，建設省千葉国道工事事務所および当公団によって架けられたものである。図－9に示すように「本州四国連絡橋鋼床版標準構造（案）」に基づく閉断面縦リブ（板厚6㎜）を使用し，12㎜厚のデッキプレートを有した二径間連続鋼床版橋梁は，本州四国連絡橋の吊橋上の鋼床版を想定したものである。その概略は次のとおりである。



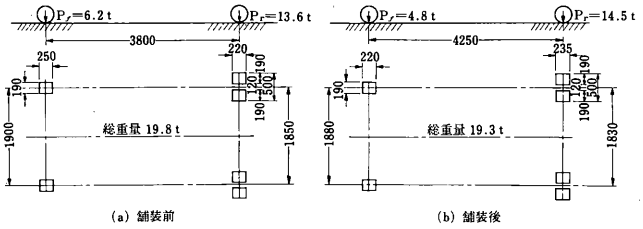

**図－9　長浦試験橋梁**

橋長：23,900mm(縦桁支間２@11.750mm＝23.500mm)
巾員： 8.460mm
設計活荷重：Ｔ－20，ＴＴ－43
縦桁間隔： 2.600mm
横リブ間隔： 2.350mm
縦リブ間隔： 320mm(縦桁と縦リブとの間隔：180mm)

鋼床版上橋面舗装には三種類の混合物を用いた四種類の構成から成る試験舗装が，厚さ60mmで施されている。

4.2.2 荷重車諸元

実験に用いた荷重車は設計活荷重にできるだけ類似したものを原則とし，図－10に示すようにＴ－20を想定したダンプトラックを使用した。しかし舗装前後で，ホイールベース，荷重およびタイヤの接地面積が車両の手配の都合で異なっている。




図－10　荷重車諸元

4.2.3 載荷位置

今回の実験では，縦リブ上あるいは縦桁上デッキプレートの局部的な変形，応力状態を把握することを主目的としているので，その位置できびしい荷重状態と思われる次の三種類の載荷位置について実験を実施した。

LOAD－１：後輪ダブルタイヤが縦リブをはさむ位置
LOAD－２：後輪左右のダブルタイヤが縦桁を中央にはさむ位置
LOAD－３：後輪ダブルタイヤが縦桁をはさむ位置

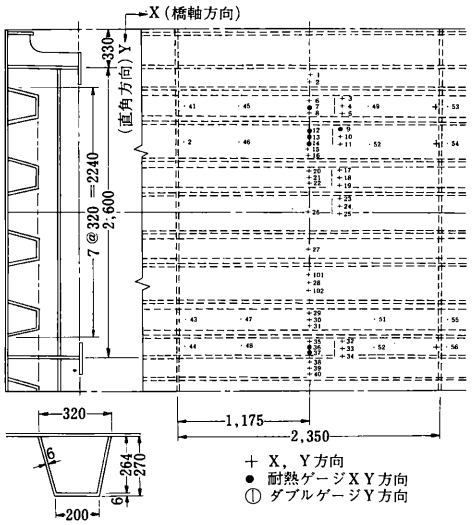
なお，後輪の橋軸方向の位置は，舗装構成の第２工区にある横リブ間中央とした。

4.2.4 測定方法

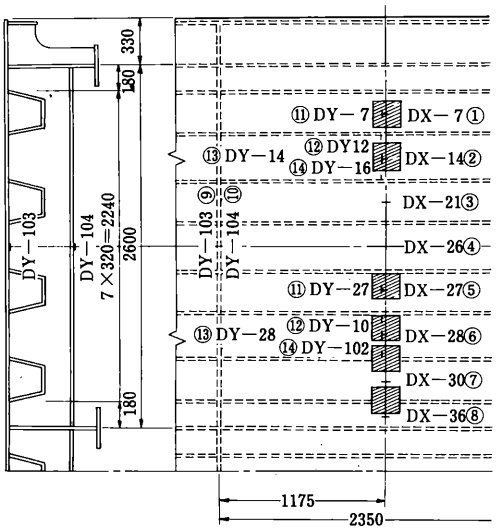
ひずみの測定は静的載荷時および走行載荷時ともにひずみゲージによった。たわみはダイヤルゲージにより測定した。静的載荷時のひずみゲージは図－11に示すように橋軸方向と橋軸直角両方向に着目し，載荷点付近を中心に112点である。その他に，舗装の種類の違いによる鋼床版に生ずる応力度の相違を調べるために，舗装の構成四種類ごとに，厚みをもった樹脂の両面にゲージを貼付けてその点における曲率が直ちに求められるダブルゲージを２点づつ測定した。走行時のひずみは図－12に示すように橋軸方向８点，橋軸直角方向を載荷状態に応じてそれぞれ６点づつについて測定を行なった。

4.2.5 走行速度

走行載荷実験における荷重車の走行速度は，走行速度による桁の振動や舗装スチフネス上昇効果の違い等を調べるために，当初はかなり多くの段階を想定したものの，荷重車の加速長と減速長の制約から４km/h，15km/h 30km/hおよび40km/hの四段階とし，４km/hと15km/h については進行方向を逆についても行なった。




図－11　ひずみゲージ貼付位置（静的実験）




図－12　ひずみゲージ貼付位置（走行載荷実験）

4.2.6 気象条件

舗装前載荷実験：昭和51年３月16日
天候：晴，平均気温：11.8℃
舗装後載荷実験：昭和51年３月29日
天候：曇時々雨，平均気温：12.2℃

## 4.3 実験結果とその考察

4.3.1 鋼床版応力度

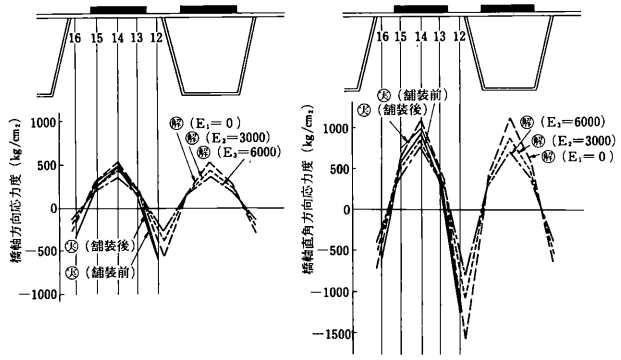
実験で得られた鋼床版応力度を各荷重状態の着目する場所ごとに橋軸方向および橋軸直角方向について，図－13～16に示す。

鋼床版デッキプレートには，橋軸直角方向に1,000kg/cm²程度の応力度が得られており，縦リブ間あるいは縦リブ上で大きな変形が生じていることがわかる。橋軸方向には橋軸直角方向に比較して発生する応力度は低い。縦リブ外面応力度は橋軸および軸直角方向とも同じような値

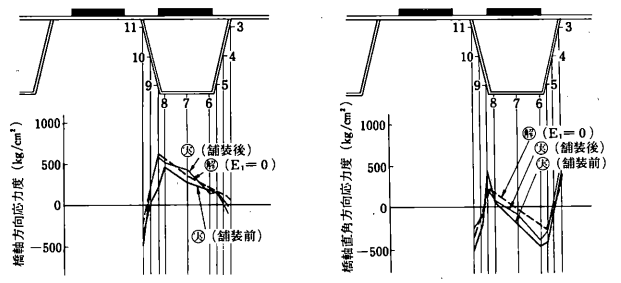
が得られ，橋軸方向についてはデッキプレートとほぼ同じ応力度が得られる。

今回着目した縦桁上デッキプレートの応力度は，縦リブ上に比べてかなり小さい。これらは，縦桁と隣接する縦リブとの間隔に影響され，長浦試験橋梁では一般部のリブ間隔320mmに対してそれが180mmななっていることによるものと考えられる。

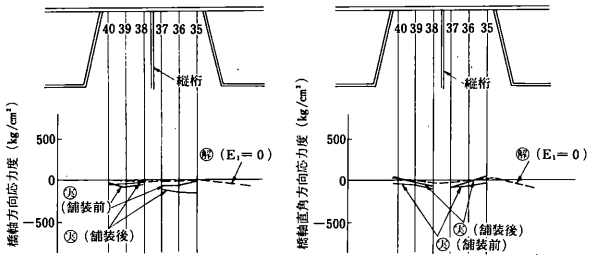
これらの静的載荷実験で得られた応力度は，載荷実験と同じ状態を想定して行なったF.S.M.による解析の結結果を図中に示すように，解析結果とほぼ一致すること



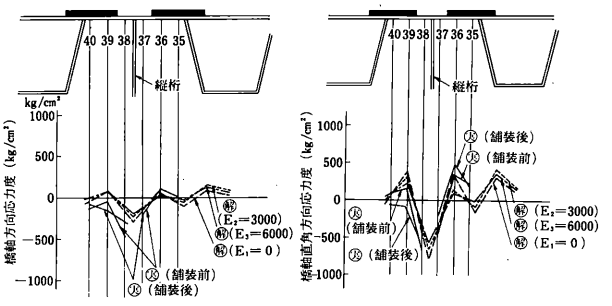

図－13　荷重直下デッキプレート下面応力度




図－14　荷重直下縦リブ外面応力度




図－15　車両中心縦桁上デッキプレート下面応力度

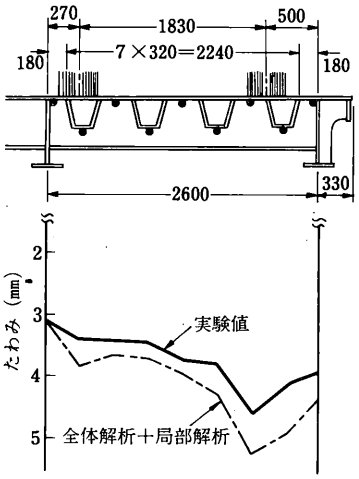



図－16　荷重直下縦桁上デッキプレート下面応力度

がわかる。したがって，先に触れたF.S.Mによる解析結果は十分に信頼がおけるものと言える。

4.3.2 鋼床版たわみ

鋼床版のたわみは図－17に示すように縦リブの局部たわみの影響が比較的大きい。また，縦桁と横リブとの全体系を格子として計算し，その上にF.S.Mによる局部解析結果を重ね合わせた計算によるたわみと実験結果とはほぼ

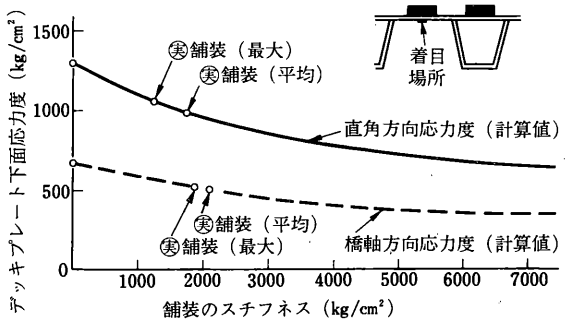



図－17　たわみ

一致するが，たわみは実験値が小さくなる。この原因としては，解析上のモデル化が実際と一致できてないことなどがあげられる。

4.3.3 鋼床版と舗装の合成

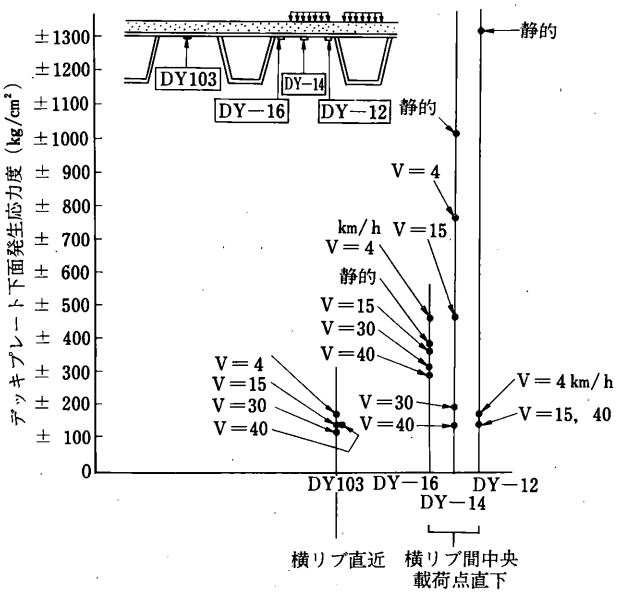
鋼床版と舗装との合成効果を確認し，舗装表面における引張ひずみを推定するために，鋼床版上面に舗装用加熱混合物にも耐えられる耐熱ゲージや変形曲率がわかるダブルゲージを貼付けたりしてみたが，ゲージが死んだりデータのばらつきなどから，当初の目的を達成できなかった。しかし，解析結果と実験結果とはきわめて良く一致するとの仮定に基づけば，図－18に示すように実験では舗装と鋼床版とが合成されている場合に説明できるような結果が得られており，その時の舗装のスチフネスは1,500kg/cm²程度と推定される。




図－18　実測値と解析結果

4.3.4 走行載荷の影響

走行載荷実験では，鋼床版の設計にあたって注目すべき結果が得られた。すなわち，走行載荷実験と静的載荷実験におけるデッキプレートの橋軸直角方向には，図－19に示すように載荷点直下さらに詳しくはダブルタイヤにはさまれる位置では，走行速度が上昇するのに伴ない発生する応力度が著しく減少し，静的載荷実験で得られる値の1割程度にまで減少する。この原因として，載荷速度が高くなるのに伴ない見掛け上舗装のスチフネスが




**図－19　走行載荷によるデッキプレート応力度**

高くなること，あるいは荷重の分散作用が著しく増加することがあげられ，舗装の合成効果の影響が大きい縦リブ上デッキプレートの橋軸直角方向応力度においてその傾向が著しい。なお，車両の進行方向による差は認められなかった。

鋼床版の発生応力度の低下現象は，実交通下での応力頻度測定など[11),12)]でも得られており，渋滞が少ない高速自動車道における鋼床版の疲労設計や舗装にはきわめて有利な条件となり得る。

## 5．あとがき

鋼床版は軽量というすぐれた特長を有しながら，その橋面舗装のひび割れや流動などの問題があることから一部では嫌われる傾向があった。橋面舗装の問題はもっぱら舗装材料や混合物の研究開発として扱われ，その橋面舗装を支持する鋼床版構造からの問題点の究明はおろそかにされており，根本的な解決策を見出せないでいた。しかし，本州四国連絡橋ではその性格上耐久性にすぐれた鋼床版橋面舗装を開発する必要があり，公団では日本道路協会・本州四国連絡橋橋面舗装基準調査特別委員会に委託して舗装材料・構造と鋼床版構造の両面からの調査を進めた。

今回報告したのはこの調査の一環として行なわれた舗装のひび割れ発生の原因となる鋼床版の局部的な変形特性に関する調査であり，昭和50年度より昭和52年にかけて当公団設計第一部が実施したものである。その結果，舗装のひび割れ発生防止には次の点に注意するとよいことが明らかになった。

(1) 鋼床版と舗装との接着を図ること。
(2) 横リブ間隔はできるだけ狭くすること。
(3) 縦桁とその隣りの縦リブとの間隔は狭くすること。
(4) 縦桁上に車輪を走行させないこと。

一方，舗装材料・構造については，現在長浦試験橋梁上に試験舗装を施して供用性の追跡調査を実施しており，この調査についての報告は別の機会にゆずることにするが，２ヵ年経過時点では従来の鋼床版舗装に比較してきわめて良好な結果を得ている。

したがって，今回の調査で得られた成果は，「本州四国連絡橋鋼床版設計要領（案）」のなかに盛込まれることになるが，先にまとめられた「本州四国連絡橋橋面舗装基準（案）」とともに鋼床版舗装の問題点を解決し，維持補修の手間がかからない走行性にすぐれた路面を提供することになるであろう。

なお，今回の調査は日本道路協会・本四舗装基準調査特別委員会（長尾満委員長）と建設省土木研究所の御指導を仰ぎ，実験にあたっては建設省千葉国道工事事務所の御協力を得て実施されたものである。ここに深く感謝の意を表する。

### 参考文献

(1) H.Thul, F.K.Reinitzhuber ：アスファルト舗装，鋼床版上の舗装に関するシンポジウム課題－Ⅰ，国際橋梁構造工学協会，1968．9（訳　太田　実）
(2) 竹下，松野：鋼床版舗装の実態調査，道路，昭和38年６月
(3) 渡辺，大島：鋼床版設計実例の全国調査と鋼床版の経済設計，橋梁と基礎，76－9
(4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，昭和48年２月，PP193～194
(5) Powll, G.H. and Ogden, D.W：Analysjs of Orthotropic Steel Bridge Decks, Proc. ASCE, 95(1969), ST.5.
(6) William, K.J. and Scordelis, A.C. ：Cellular Structures of Arbitrary Plan Geometry, Proc. ASCE, 98(1972), ST. 7
(7) 能町：剛なダイヤフラムで等区画に分けられる薄肉長方形箱桁の曲げねじりについて，土木学会論文報告集No. 146
(8) 菅原：アスファルト混合物の力学的性状について，土木学会論文報告集　No. 277, 1972－11
(9) 韮沢，芳村，冨田：舗装された鋼床版構造の局部応力について，土木学会第32回年次学術講演会講演概要集Ⅰ－40，昭和52年10月
(10) 多田：Finite Strip Method による鋼床版の実用的計算法，橋梁と基礎，71－5
(11) 本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告，２－２実交通荷重下における鋼床版の応力頻度測定，土木研究所資料1196号，建設省土木研究所，昭和52年３月
(12) 森，渡辺，中村：走行荷重による鋼床版橋の動的特性について，土木学会第30回年次学術講演会講演概要集Ⅰ-257，昭和50年10月

# 大型振動台による下部構造—地盤系の模型実験(その2)

設計第2部 設計第3課 樋口康三

## 1．まえがき

明日海峡大橋のような深く堆積した地層中に根入れされる剛体基礎の耐震設計上の問題としては，①下部構造と地盤の動的相互作用の合理的な評価、②地層別地震動入力の評価などがある。（その1）[1]で報告したとおり，基礎—地盤系の模型実験および解析により次の事が判明した。すなわち模型地盤上の基礎の挙動は基礎の剛体2自由度的振動と地盤のせん断振動に分離可能であり，基礎の根入れ長程度の深さにおける地盤振動を入力とし，鉛直載荷試験より得られた反力係数を用いた剛体2自由度モデルで表現可能であった。が，この実験は基礎の根入れ深さに関して比較的浅い基礎のみを対象としており根入れの深い基礎への適用に疑念がもたれた。さらに実際の設計への適用を考えると力学モデルに用いる等価定数の評価という問題がある。そこでこれらの問題点意識をもって昭和51年度科学技術庁国立防災科学技術センターの大型振動台を用いて基礎—地盤系の模型振動実験を行なったので報告する。

## 2．実験計画

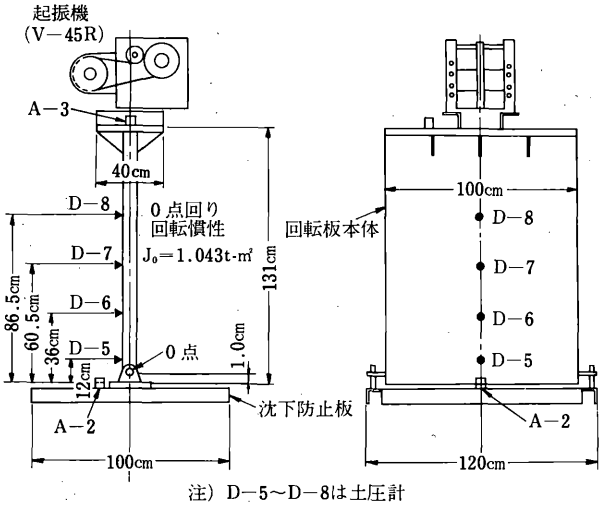
### 2．1 模型の製作

模型の製作に当たっての基本的な考え方は（その1）[1]と同じである。簡単に云うと次の2つの考えである。

①模型と原型との相似関係は2次的なものと考えるが，模型規模決定のための1つの目安として長さ1／100，時間1／20、密度1／1の相似率を想定する。

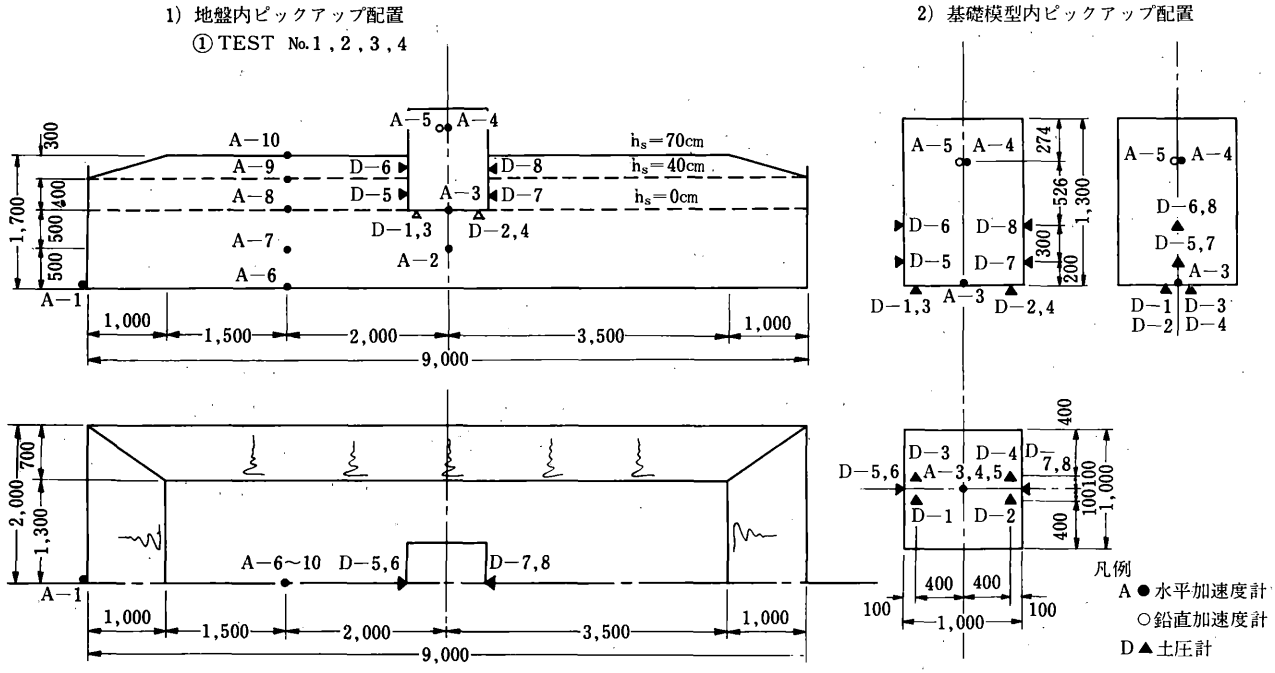
②模型基礎の予想共振振動数と模型地盤の共振振動数の大小関係が実物基礎と同位になるようにする。

なお前回の実験では基礎の浮上りが認められたので基




注）D−5～D−8は土圧計
A−2，A−3は加速度計

図—2 回転板模型と計器配置




図—1 ピックアップ配置図

礎重量を2t　4tと前回より重くした。基礎，地盤のそれぞれの模型諸元を表—1，表—2，実験時の計測点および計測項目を図—1に示す。また今回あらたに実施した回転板振動実験の模型諸元を図—2に示す。

### 2．2 実験手法

実験の種類を表—3に示す。基礎の根入れ長とともに地盤高を変化させたのは地盤および基礎のそれぞれの共振振動数の関係を各種変化させるためである。以下簡単に実験の種類について説明を加える。

(1)剛体基礎振動実験

基礎の根入れ深さ，重量，地盤高さを変化させた模型に対し加振台入力，起振機入力についてそれぞれ実験を行なった。先の実験では地盤の非線形性にも着目したが，今回は数種類の模型条件下での基礎挙動の比較を行なうためにでき得る限り地盤は等価線形範囲内になるように入力の大きさを設定した。

(2)回転板振動実験

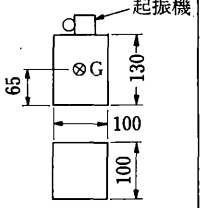
基礎模型の側面形状を有する1自由度系の回転板模型に起振動を設置し，動的作用力に対する横方向の復元力特性を検出する実験である。

## 3．実験結果および解析

各種実験のうち起振機実験は本来，基礎の共振状態をとらえ基礎に働らく動的復元力特性を検討することをめざしたものであった。しかし，入力レベルが小さくまた点加振であるため予想した以上に模型規模や土槽の境界条件の影響をうけ，たとえば基礎振動に誘因された地盤振動が逆に基礎振動に影響を及ぼす現象などが生じた。

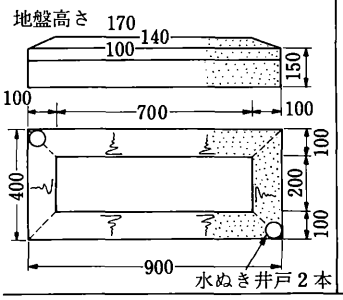
これは解析において多くの要因を考慮せねばならず上記目的から好ましくないと判断し，起振機実験結果については本報告では省略する。

表—1　剛体基礎模型の諸元

| 一般図 | 主要諸元 |
|---|---|
| <br>重量は二種類可変構造，材料は昭和49年度模型と同じ | 寸法　100×100×130cm |

| | 基礎本体 | 起振機含むとき |
|---|---|---|
| 重量 W | 2.3ton<br>3.9 〃 | 2.5ton<br>4.1 〃 |
| 回転慣性 $I_G$ | 0.7ton·m²<br>1.0 〃 | 0.9ton·m²<br>1.2 〃 |
| 重心高さ $H_G$ | 65cm | 72cm<br>70cm |

表—2　地盤模型の諸元

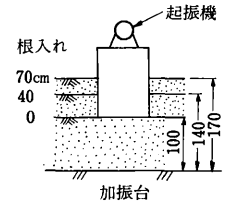
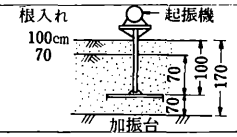
| 一般図 | 地盤状態 |
|---|---|
|  | 不飽和<br>$V_s$≒140m/sec<br>$\gamma$≒2.0t/m³<br>e≒0.6<br>地盤高さ　170cm<br>140 〃<br>100 〃 |

### 3．1 基礎振動系と地盤振動系の分離性

加振台振動実験について検討する。

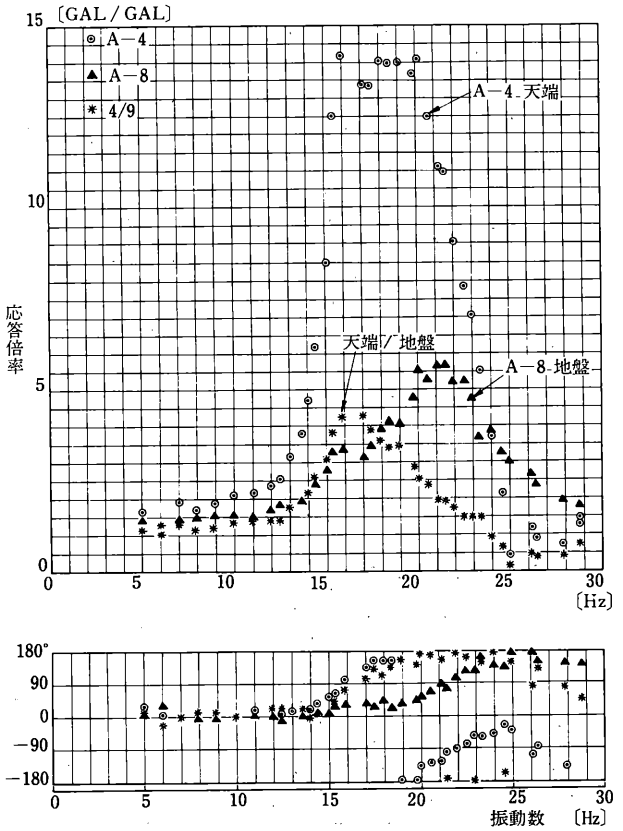
結果は表—4のとおりである。基礎根入れ長を種々変化させた試験No.2，No.4での加振台入力に対する共振曲線，位相曲線を図-3，図-4に示す。図中oは基礎天端(A-4)，▲は基礎底面位置の地盤（A—8）の共振曲線，位相曲線である。基礎根入れと共に基礎，地盤のそれぞれの共振振動数は離れることになり，その結果基礎天端の共振曲線に現われる2つのピークに着目すると，根入れのある場合2つのピークはつらなったようになり，根入れの無い場合高振動数側のピークは低振動数側のピークに比

表—3　実験の種類

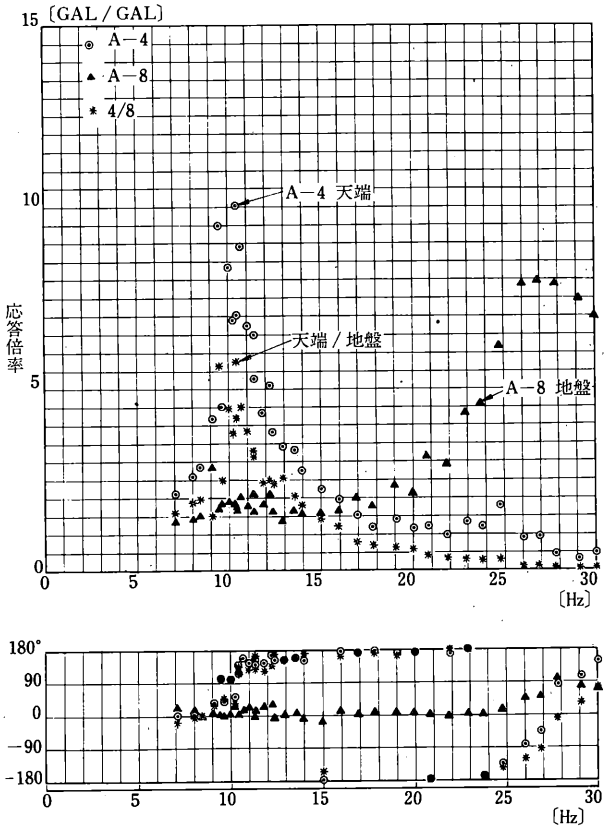
| 条件 / 種類 | 加振台による実験 TEST No. | 入力加速度 | 模型状態 基礎根入れ | 重量 | 地盤高 | 模型状態図 | 起振機による実験 TEST No. | 起振力 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 剛体基礎振動実験 | (4) 1 | 正弦波 5～25Hz 50gal | 70cm | 4 t | 170cm |  | (3)103—1 | 5～25Hz 50kg |
| | (5) 2 | 〃 50gal | 70cm | 2 t | 170cm | | (6)104—1 | 100kg |
| | (8) 3 | 〃 50gal | 40cm | 2 t | 140cm | | (7)105—1 | 50kg |
| | (10) 4 | 〃 30gal | 0cm | 2 t | 100cm | | (9)106—1 | 30kg |
| 地盤振動実験 | (11) 5 | 20～40Hz 50gal | 基礎なし | | 100cm |  | —— | —— |
| 回転板振動実験 | | | 70cm | | 140cm |  | (1)101 | 5～25Hz 30kg |
| | | | 100cm | | 170cm | | (2)102 | 50kg |

注）（　）内は実施順序を示す。

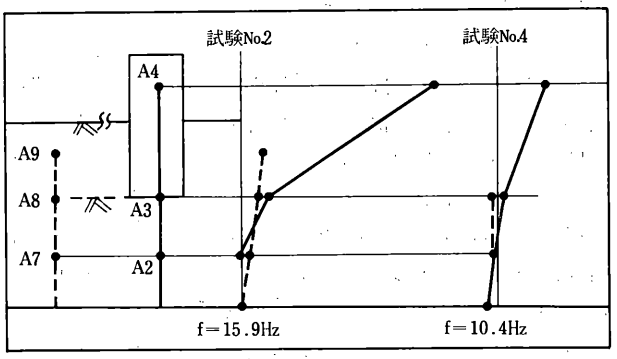
加振台実験では正弦波加振の外にランダム波，模凝地震波を入力した。



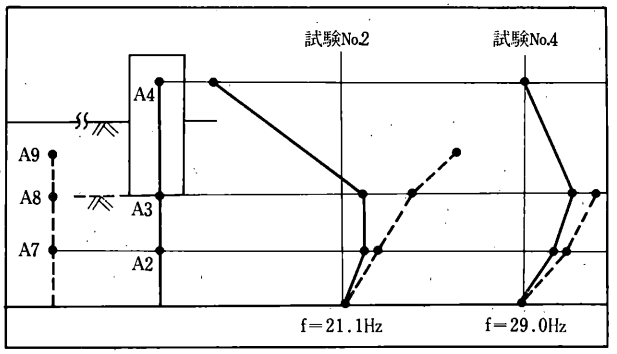

図—3　共振曲線、位相曲線(試験No.2)




図—4　共振曲線、位相曲線(試験No.4)




図—5　基礎共振時加速度モード




図—6　地盤共振時加速度モード

べると著しく小さい。

高振動数側のピーク位置（振動数）は地盤の共振曲線に現われる単一のピーク位置にほぼ一致しており，予想したとおり根入れ深さと共に基礎挙動は地盤振動による影響を大きく受けている。図—5に基礎の共振状態、図—6に地盤の共振状態と考えられる振動数における加速度分布（モード）を示す。

表—4　加振台試験結果
（基礎天端応答値）

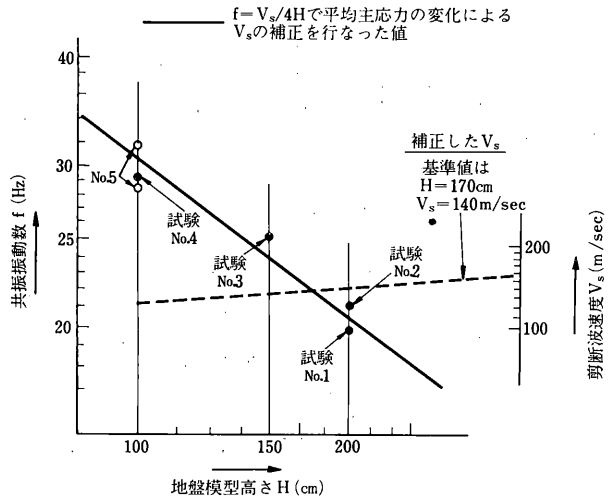
| TEST | 共振振動数（Hz） | | 応答倍率（M） | |
|---|---|---|---|---|
| No. | A-4 | A-8 | A-4 | A-5 |
| No.1 | 14.5 | 19.9 | 10.1 | 9.9 |
| No.2 | 15.9 | 21.1 | 14.2 | 9.2 |
| No.3 | 14.6 | 24.9 | 8.5 | 9.2 |
| No.4 | 10.4 | 29.0 | 10.0 | 8.3 |

地盤との連成系としての基礎振動を地盤振動系から分離する。図—3，4中＊は共振曲線(A)，位相差曲線($\delta$)において$A_{4/8}=A_4/A_8$，$\delta_{4/8}=\delta_4-\delta_8$ で定義した入力地動から基礎天端への伝達関数である。すなわちこれは，基礎根入れ深さ付近の地盤（基礎振動の影響の少ない地盤）応答を基準入力（入力地動）と考えるときの基礎天端の共振曲線を示す。

これは基礎の根入れの有無にかかわらず単一のピークをもち，そのピーク位置で位相は90°の位相遅れを示している。さらにこのピーク位置は基礎天端に現われる低振動数側のピーク位置（基礎振動系共振振動数）に一致している。以上より地盤振動の影響を含んだ基礎の挙動は，前述の入力地動を入力と考えることにより地盤振動系から分離でき，分離された基礎挙動は，剛体2自由度系（対象とした振動数範囲では回転1自由度系に近い）の力学モデルで表現し得ると考えられる。

地盤の振動に関しては$f=V_s/4H$として求めたせん断1次振動としての共振振動数と共振曲線から判断される共振振動数と比較をおこなった。$V_s$は地盤高／70cmで

のVsを140m／secとし地盤高の変化にともなう地盤内平均主応力の変化を加味した補正($p\propto H, G\propto p^{1/2}, V_s\propto G^{1/2}$)を行なった。結果は図—7のとおりで両者はよく一致しており，地盤の共振振動はせん断1次振動とみなせる。




図—7　地盤高さと共振振動数

### 3．2　基礎振動系の動的復元力特性

(1)加振台振動実験

入力地動より基礎天端への伝達関数は加振振動数範囲で回転1自由度系の共振曲線とみなすことができた。そこでこれらの共振曲線が基礎底面に回転中心を持つ回転1自由度系によるものと仮定し，これらの共振曲線を満足するような振動系の回転ばね定数，減衰定数を逆算してみた。図—8より運動方程式は

$$(Mh_G^2+I_G)\ddot{\theta}+Kr\theta+Cr\dot{\theta}=-Mh_G\ddot{U}_B \qquad (1)$$

ここで$U_B=V_oe^{i\omega t}$，$\theta=\theta_oe^{i\omega t}$ とすると　(2)

$$(Kr+i\omega Cr)\,\theta_o=\omega^2\{Mh_GU_o+(Mh_G^2+I_G)\theta_o\}$$

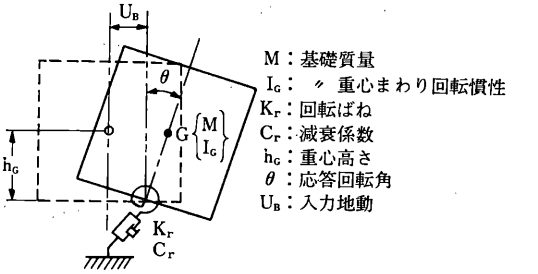
よって$\textcircled{H}=\theta_o/U_o=\ddot{\theta}/\ddot{U}_B$ とおいて

$$(Kr+i\omega Cr)=\omega^2\{Mh_G/\textcircled{H}+(Mh_G^2+I_G)\} \qquad (3)$$

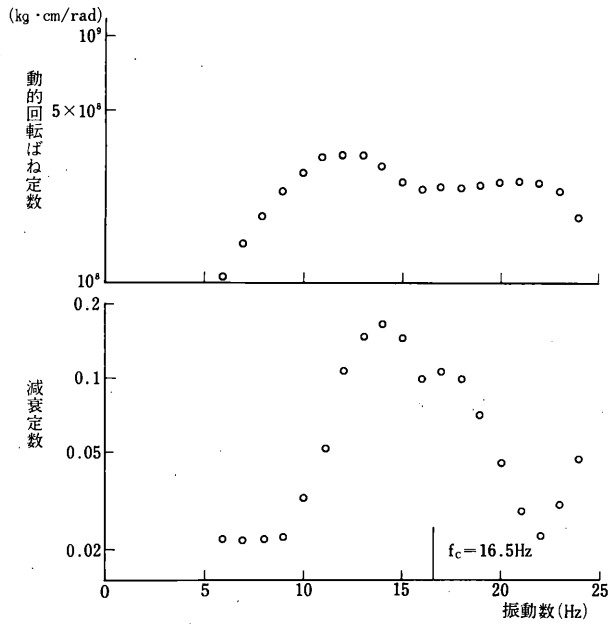
となる。式(3)において$\textcircled{H}$は入力地動から基礎回転への伝達関数である。さらに右辺の実部が動的回転ばね定数Krであり，虚部は減衰項である。減衰定数hはCrを用い

$$h=Cr/2\sqrt{(Mh_G^2+I_G)\times Kr}$$

として求められる。このようにして求めた各振動数に対する動的回転ばね定数，減衰定数の例を図—9に示す。10Hz以下の低サイクル域では入力地動に対する回転応答の精度および地盤の非線形性による影響が大きいものと考えられ，10Hz以上の振動数域について考察する。減衰定数は0.1 前後にかなりり上下しているが共振振動数付近ではほぼ安定した値を示している。また回転ばね定数も基礎共振振動数より低サイクルで大きいが高サイクル域ではほぼ安定した傾向を示している。すなわち対象としている振動数範囲で基礎挙動はほぼ線形1自由度系で表現可能と思われる。各試験で基礎の共振振動数付近での回転ばね定数Kr，減衰定数hを表—5に示す。同表では他の検討手段による回転ばね定数Kr*，減衰定数h*も




図—8　回転1自由度系振動モデル




図—9　動的回転ばね定数、減衰定数～振動数(試験No.2)

表—5　回転1自由度系としてのばね定数と減衰定数

| 試験No. | 基盤のキ裂振動数 f | 共振々動数付近の回転ばね定数 Kr | 地盤効係数を仮定して算出したばね定数 Kr* | 共振々動数付近での減数定数 h | 地盤応答を入力とするときの天端応答倍率より求めた h* |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 14.5 Hz | 2.7×10⁸ kgcm/rad | 2.5×10⁸ kgcm/rad | 0.13 | 0.12 |
| 2 | 16.5 Hz | 2.4×10⁸ 〃 | 2.5×10⁸ | 0.10 | 0.11 |
| 3 | 15.0 Hz | 1.9×10⁸ 〃 | 1.3×10⁸ | 0.09 | 0.11 |
| 4 | 10.5 Hz | 1.0×10⁸ 〃 | 1.0×10⁸ | 0.11 | 0.09 |

併記した。

Kr*は振動時の地盤反力係数K値を仮定して算出した基礎底面まわりの回転ばね定数である。振動時の鉛直方向地盤反力係数Kvは基礎底面で測定した土圧から求める予定であったが，土圧計が基礎底面より突出した状態で設置されているための応力集中の影響が地盤反力係数として異常に大きい値となったので別途次の方法で推定した。

すなわち，根入れの無い状態での基礎に作用する地盤ばね定数を$K_R=I\cdot K_V$（I：底面形状の断面形状の断面2次モーメント）と考え，試験No.4（根入れ無し）での基礎の共振振動数$f_o$，基礎底面まわりの回転慣性$I_B$を用い

$$K_R=I\cdot K_V=(2\pi f_o)^2I_B$$

として$K_V$を求めた。これにより$K_V\fallingdotseq 12kg/cm^3$を得る。

$K_H$は$K_V$を基準とし，根入れ深さに応じた面積補正を行ない四角形分布を仮定して回転ばね定数を次式で算出した。

$$Kr^* = ab^3K_V/12 + ah_s^3K_H/3 \quad (4)$$

$$K_H = K_V(\sqrt{a\cdot hs}/\sqrt{a\cdot b})^{-3/4} \quad (5)$$

a × b：底面寸法　hs：根入れ深さ

$h^*$は入力地動に対する基礎天端の回転加速度応答倍率Mより$h \fallingdotseq 1/2M$で算出したものである。

表—5によると回転ばね定数に関してKr，$Kr^*$は比較的一致しているといえる。つまり地盤反力係数が適正に与えられれば道路橋下部構造設計指針による地盤ばね定数は妥当な値を与えるものと考えられる。減衰定数に関しては，根入れの大きい方が大きい値を示す傾向にあるがその差は小さい。なお本実験では模型地盤に対する平板載荷試験を行なっていないため地盤反力係数に関して静的なものとの比較は行なえなかった。

(2)回転板模型振動実験

図—10に土圧分布形状を示すが回転板の回転中心は当初予定したピンの位置になく下端ピンより約20cm上方にあるものと推定される。

まず土圧計の応答p およびその点での回転板水平変位成分u を用い振動時の横方向地盤反力係数$K_H$を$K_H = q/u$として求め図—11に示す。深さ方向の$K_H$値分布はほぼ台形分布を示している。

次に横方向地盤反力係数と地盤ばね定数の関係をみる。上記の$K_H$値公布より求まる回転ばね定数$Kr^*$と起振力と回転応答の関係から求まる回転ばね定数Krを比較し図—12に示す。前者は図—13を参照して

$$Kr^* = \sum_{i=1}^{n} B\int_{y_{i+1}}^{y_i} \eta^2\left\{\left(\frac{k_{i+1}-k_i}{y_{i+1}-y_i}\right)(\eta - k_i) + k_i\right\} d\eta \quad (6)$$

として求まる。後者は式(1)において右辺を$\ell\cdot F\cdot e^{i\omega t}$（$\ell$：回転中心から起振点までの高さ，F：起振力）とおいて

$$(Mh_G^2 + I_G)\ddot{\theta} + Kr\theta + Cr\dot{\theta} = \ell F e^{i\omega t} \quad (7)$$

$\theta = \theta_0 e^{i(\omega t - \alpha)}$　とおいて

$$(Kr + i\omega Cr) = \{\ell F e^{i\omega t} - (Mh_G^2 + I_G)\ddot{\theta}\}(-\omega^2)\ddot{\theta}$$

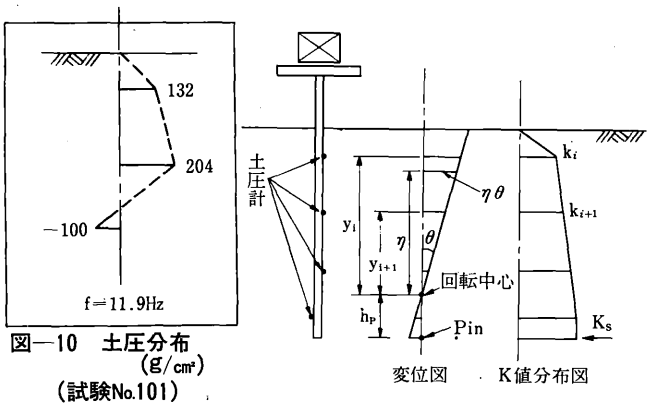
$\theta = \frac{\ddot{\theta}_0}{F} e^{-i\alpha}$　とすると

$$Kr + i\omega Cr = -\omega^2\{\ell/\text{Θ} - (Mh_G^2 + I_G\} \quad (8)$$

式(8)の実数部として得られる。図—12によると$K_H$値から求めたばね定数は全振動数域において回転応答から求めたばね定数に比べて小さな値を示す。これは回転中心がずれたため下端に設けた沈下防止板の水平方向抵抗によるモーメントが作用するためと思われる。そこで台座底面のせん断抵抗力を考慮し，式(6)から求まる$K_r^*$を用い

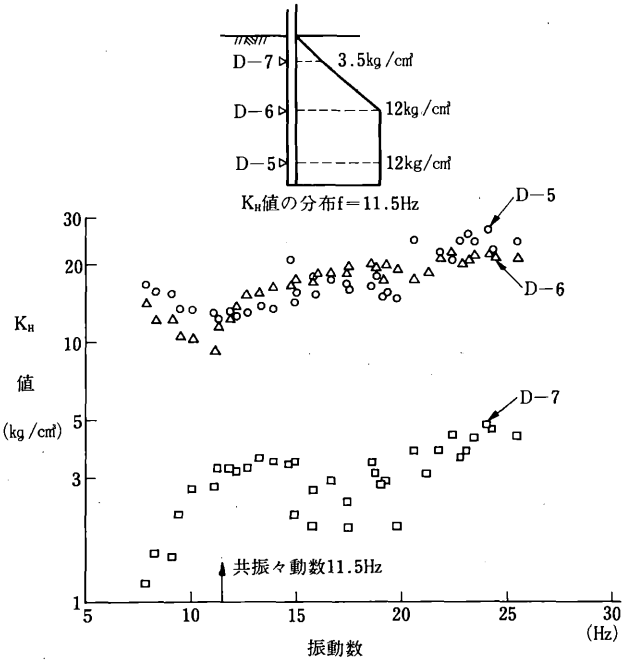
$$\overline{K}_r^* = K_r^* + KsA\cdot hp \quad (9)$$

$Ks = 1/3K_V$，$K_V$は反力係数$K_{H5}$を載荷面積補正として$\overline{Kr}^*$を求めた。これは回転応答から求めたばね定数と比較的良い近似を示している。これより側面地盤による復元力特性としての回転バネ定数も地盤反力係数から組み立てることが可能と判断される。

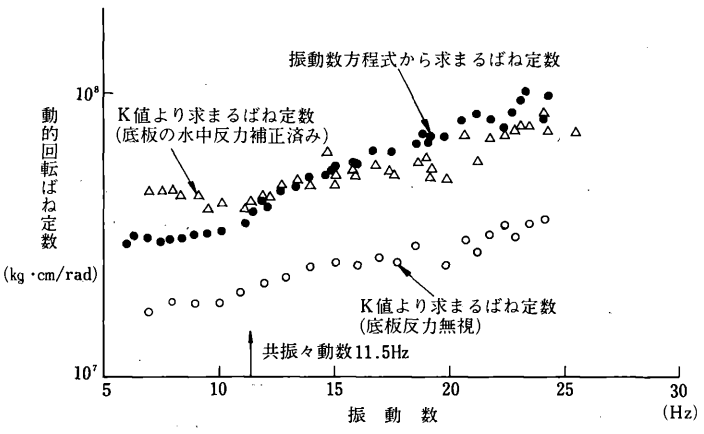



図—10　土圧分布 (g/cm²)（試験No.101）

図—13　回転板模型における変位 K値分布概念図



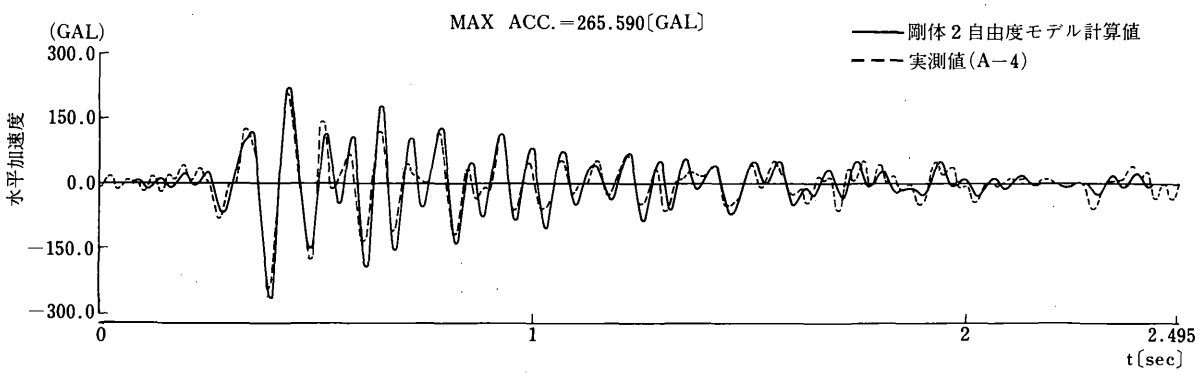

図—11　土圧計から求まる$K_H$値



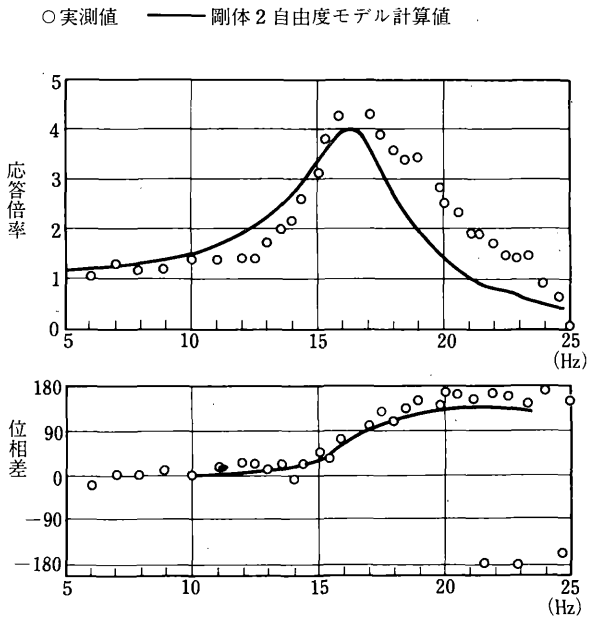

図—12　回転ばね定数（回転板模型，試験No.101）

## 4．力学モデルの検討

これまでの検討により地盤振動の影響を含む基礎の挙動を基礎振動系として表現するため，入力地動を入力とすることにより簡易な力学モデルとして本四耐震設計基準に示されている剛体2自由度モデルを選定し，計算結果と実測値と比較することによりその適用性について検




図—15　水平加速度時刻歴応答(基礎天端，試験No.２)




図—14　入力地動に対する共振曲線(試験No.２基礎天端)

討する。力学モデルについては（その１）[(1)]を参照されたし。剛体基礎に作用するばね定数は3.2(1)で検討した鉛直方向地盤反力係数$K_V$＝12kg/cm³を採用し道路橋下部構造設計指針に基き水平方向地盤反力係数を求めさらに本四耐震設計基準にしたがって算出した。但しこの際側面の地盤反力係数は側面の抵抗分20%の割増しは行なわなかった。減衰定数は一率に h ＝10%とした。試験No.２を例にして正弦波加振時の共振曲線を図—14，模擬地震入力に対する時刻歴応答を図—15に示す。実測値および計算値はよく一致している。

## 5．結論

以上の検討によって得られた内容を以下に示す。

①根入れが深く地盤振動の影響をうけやすい基礎—地盤系の振動も，基礎底面深さ付近の基礎がないと考えた場合の地盤の挙動を入力地動と考えることにより基礎振動系を地盤振動系から分離可能であった。

②分離された基礎挙動は剛体２自由度力学モデルの挙動（または回転１自由度系）であり，地盤は一次元せん断振動の挙動であった。

③基礎の力学モデルに作用する地盤ばね定数は着目する振動数範囲でほぼ一定値を示し，基礎振動系は線形１自由度系で表現可能と思われた。

④また，地盤ばね定数は，根入れのある場合も，振動時の地盤反力係数をもとに組み立てたばね定数に近い値であった。

⑤減衰定数は地盤振動に対して５%，基礎振動に対して10%程度の値が実側された。

⑥以上の結論をもとに加振台実験結果に対し，剛体２自由度モデルを使用して共振曲線，模擬地震入力に対する時刻歴応答を計算し比較したところ良く一致した。

## 6．あとがき

今回の実験の主目的は第１に根入れの深い基礎の振動性状の検討，第２に基礎と地盤の復元力特性の検討であり，第一の問題点に対しては一応の結論を得た。第２の問題点に関して若干の補足を行なうと，この問題は具体的には剛体２自由度モデルのような簡易モデルで基礎挙動を表現する際，その定数をいかに設定するかということである。これには例えば地盤の非線形性，振動数依存性といった定性的，定量的な問題があり，前者は（その１）において検討したので今回は後者に主眼をおいた。これらによりある程度の結論は得られたが十分とは云えず，またたとえば土質試験から得られる物性値からのバネ定数の組み立てといった点までは解明できなかった。これは実際の設計への適用ということからも重要な問題であり今後の検討を要するものと思われる。

最後に，（その１）と同様，本実験の計画，解析に当たり終始審議頂いた委員長久保慶三郎東京大学教授を始めとする明石海峡大橋耐震設計小委員会の諸士，実験において御協力頂いた科学技術庁国立防災科学技術センターの諸士に謝意を表します。

### 参考文献

(1)　樋口康三，大型振動台による下部構造—地盤系の振動実験（その１）本四技報Vol.2　No.3　'78.1

# 児島・坂出ルート海峡部地質調査(その2)

設計第二部 設計第四課 山縣 守

### 3．3 地盤定数の決定

(1) 設計セン断定数

一般に岩盤の場合，設計セン断定数$\tau_0$, $\phi$は，平板載荷試験結果や，セン断試験結果等をもとに決められる。

関門橋および平戸大橋の場合は，平板載荷試験の結果と，プレッショメーターによる孔内載荷試験結果から$\tau_0$, $\phi$を決定している。

本四連絡橋の場合は，ブロックセン断試験結果を参考に，寸法効果，持続荷重下のセン断強度，岩盤の破壊形態，岩盤内応力分布等を考慮して決定した。

図—23は，一軸圧縮応力下，あるいは，低い垂直応力下での寸法効果の各種岩質に対する実験結果を総括したものであるが，寸法が増大するに従い，その強度は，基準（セン断面積4～13㎠）の強度の⅕～1/10に急速に漸近している。

寸法効果は，体積が大きくなると，それに含まれる弱いゾーンの確率が高くなるという統計的な原因と，試験体が大きくなると，それに貯えられるエネルギーが増加して，クラックの進行が加速されるというエネルギーの問題に起因する。

図—24は，石英閃緑岩の節理面で，セン断試験を行なった結果を示す。セン断面積の増大につれて，最大セン断強度は著しく低下しているが，セン断強度線の傾斜はほとんど変化がみられない。このことは，強度の低下は見かけ上の粘着力の低下に起因していることを示す。

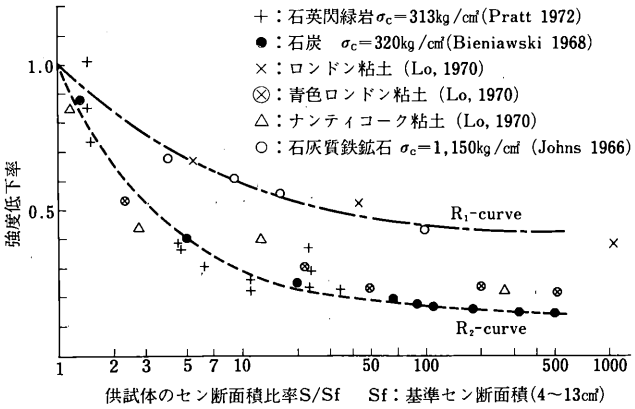
図—25は，プラットらによる最大セン断強度と，残留セン断強度との関係を示すが，セン断面積の増大に伴ない，最大セン断強度は残留セン断強度に近づいている。面積の増大につれて，最大セン断応力時のダイレィタンシーが低下し，相対的にインターロッキング効果が低下したためと考えられる。

図—26は，石灰岩の節理のセン断特性を，直径80㎜と300㎜の供試体を用いて調べた，最大セン断強度（$\tau_{max}$）と残留セン断強度（$\tau_{ult}$）を示す。

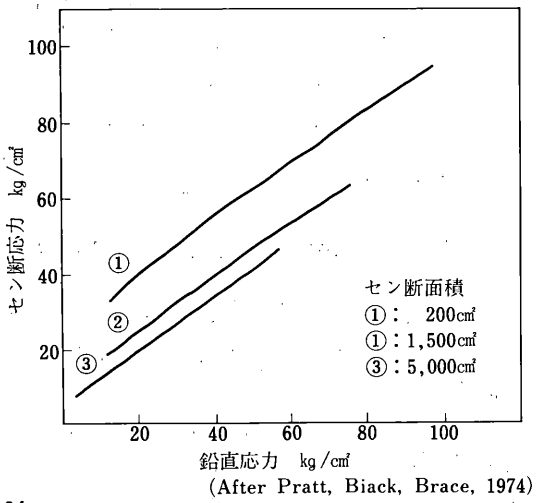
$\tau_{max}$は，著しいバラツキがあるが，特に面積が小さい程バラツキが大きい。

$\tau_{ult.}$は，バラツキは少なく，面積の違いによる影響も少ない。

以上のいくつかの試験結果から，分離面のセン断強度は，寸法の大きいセン断面を考える場合には，残留強度で評価するのが適当であると考えられる。

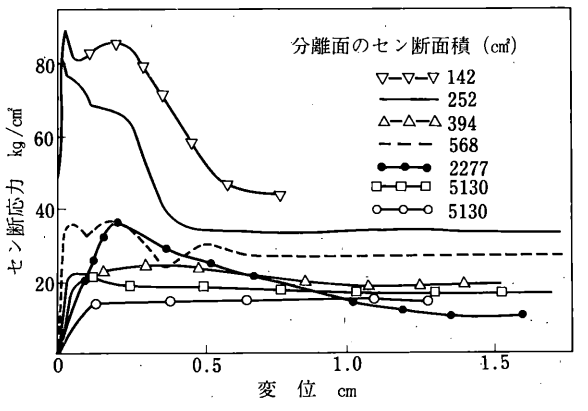



図—23 セン断面積の増大に伴なう強度低下総括図




(After Pratt, Biack, Brace, 1974)

図—24




(After Pratt, Biack, Brace, 1974)

図—25

図—27は，いろいろな垂直応力下で求められた最大セン断強度と，残留セン断強度の値を，それぞれ，グラフにまとめたものである。

最大セン断強度は，セン断面での粘着力によって生じる$\tau_0$を最小値として，非線型のカーブを描いて最大セン断強度は上昇していく。応力が低い段階では，セン断面の凹凸のかみ合いによって勾配がきつくなっている。

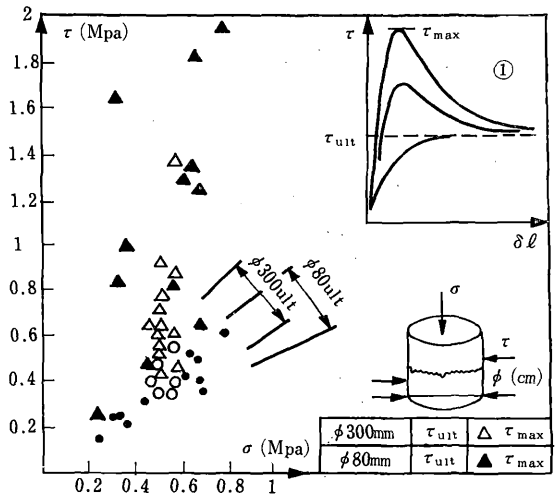
この低い応力の段階の勾配は，おゝむね“$\phi_{j+i}$”の角度で表わせる。

$\phi_j$は，岩盤の表面の摩擦角であり，iは，セン断方向に対する表面の凹凸面の平均角度である。

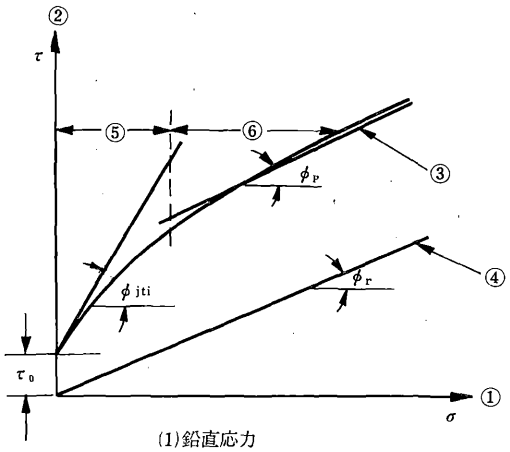
垂直応力が増加するにつれて，試験体の膨張がおさえられ，かみ合った凹凸のセン断が始まるようになる。

ついには，セン断強度は，完全にこれらの凹凸面のセン断によってコントロールされ，曲線の勾配は，岩のピーク摩擦角$\phi_p$に近づいていく。

残留強度は，摩擦角$\phi_r$で定義されるが，この$\phi_r$と$\phi_p$は必ずしも一致しない。




図—26　石灰岩の節理での寸法効果




(1)鉛直応力
(2)セン断強度
(3)最大セン断強度
(4)残留セン断強度
(5)ダイレイション
(6)セン断

図—27　最大セン断強度と残留セン断強度

岩盤セン断試験の結果から，設計値を求める場合，上記したような寸法効果や応力レベル等を考慮すると同時に，全国の多くの岩盤セン断試験結果を参考にして決めることが重要だと思われる。

最終的には，表—5に示す値を設計採用値とした。

(2)　基準変形係数

$\phi$40cmの載荷板を用いて行なった平板載荷試験の結果から，各岩盤クラスの代表値を決め，それを基準変形係数$E_o$とした。なお設計では，$\frac{1}{2}E_o$および2$E_o$値でもチェックした。地震時の変形係数$E_{od}$は，$E_o$の2倍値とした。

表—6は，地盤定数を一覧表にまとめたものである。

表—5　力学・工学的セン断定数

| 岩盤クラス | 岩盤試験値 | | 設計採用値 | |
|---|---|---|---|---|
| | $\tau_0$(t/m²) | $\phi$(°) | $\tau_0$(t/m²) | $\phi$(°) |
| 花崗岩 $D_L$ | 10 | 35 | 10 | 30 |
| 〃 $D_H$ | 80 | 40 | 25 | 32.5 |
| 〃 $C_L$ | 120 | 40 | 40 | 35 |
| 〃 $C_M$ | 220 | 45 | 60 | 37.5 |
| 〃 $C_H$ | 300 | 45 | 90 | 40 |
| 〃 B | 400 | 50 | 150 | 42.5 |

表—6　地盤定数表(花崗岩)

| 岩盤区分 | $\gamma$ (t/m³) | $\phi$ (度) | $\tau_0$ (t/m²) | $E_o$ (kg/cm²) | $E_{od}$ (kg/cm²) |
|---|---|---|---|---|---|
| $D_L$ | 1.8 | 30.0 | 10 | 1.200 | 2,400 |
| $D_H$ | 2.0 | 32.5 | 25 | 2.500 | 5,000 |
| $D_L$ | 2.2 | 35.0 | 40 | 5.000 | 10,000 |
| $C_M$ | 2.4 | 37.5 | 60 | 10.000 | 20,000 |
| $C_H$ | 2.5 | 40.0 | 90 | 20.000 | 40,000 |
| B | 2.6 | 42.5 | 150 | 40.000 | 80,000 |

(地震時)

### 3．4 構造物予定地点での地質調査

こゝでは，構造物予定地点決定のための広域地質調査については除外し，南北備讃瀬戸大橋の構造物予定地点の地質調査を中心にのべる。

調査地点は，坂出市与島～番ノ州間に位置する。(図—28参照)

(1) 調査内容

調査は，陸上部の地質踏査および表—7に示す内容の調査を行なった。

表—8は，実施した調査数量等一覧表である。

踏査は，地質構造および地質構成を把握する目的で，すべての島しょ部で実施した。

調査ボーリングは，間隔を12～30mとし，橋軸方向と，橋軸直角方向の地質断面図が作成でき，かつ孔間弾性波速度測定の測線が構造物予定地点をつゝめるようなパターンで行なった。調査範囲としては，地質断面図を作成しやすくするためと，掘削ノリ面の情報等をうるため，構造物の外側へ10～20mの範囲までとした。

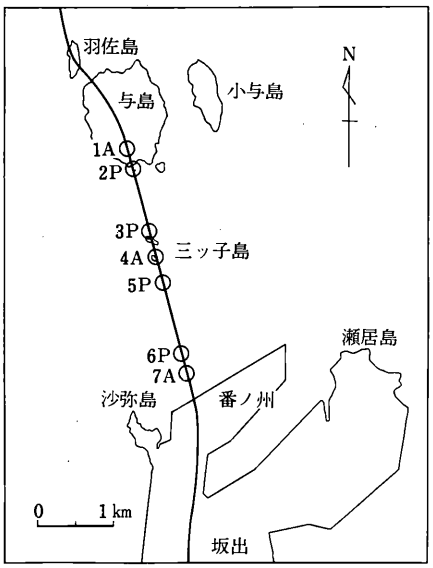
調査深度は，基礎地盤内の応力が0.1～0.2$q$((但し，$q$：基礎底面における地盤反力）になる範囲までが，地盤の支持力と沈下量に大きく影響を与えると考え，この範囲まで調査することにした。岩盤が弱化している場合には，深尺のボーリングを数本行なった。0.1～0.2$q$になる範囲は，F.E.M.で応力分布を考えた資料にもとづいて判断した。

孔間弾性波速度測定は，橋軸にそう測線と，基礎を囲むような測線を配置することを基本とした。弱層の存在が予想された場合には，弱線に交わるような測線を加えて実施した。受振孔と発振孔の間隔は40m以内とした。

受振点と発振点の配置は，受振点は，受振孔内で2m間隔とし，発振点は発振孔内で5m間隔とした。

表—7 調査内容一覧

| 調査種別 | | 調査方法・項目 | 目的 | 成果 |
|---|---|---|---|---|
| ボーリング調査 | | 陸上部および海上部(足場使用)における作業<br>オールコアーボーリング<br>φ66㎜ないしはφ101㎜ | 掘進状況やコア観察による岩盤状況の調査 | コア観察にもとづく岩盤区分<br>地質柱状図<br>地質断面図 |
| 物理検層 | 電気検層 | 2極法による連続測定<br>電極間隔a＝25, 50, 100cm<br>および水比抵抗 | ボーリング孔沿いの岩盤の電気的性質(比抵抗)の変化を捕捉 | 比抵抗曲線<br>層相の定性的把握 |
| | キャリパー検層 | ポテンショメータを用いた孔径の連続測定 | 孔壁の変状状態の把握<br>密度検層の孔径補正への利用 | |
| | 密度検層 | $Co^{60}$（5mci）を使用<br>50cm間隔に1分間計測 | 孔壁近傍の岩盤の密度値の算出 | 密度分布 |
| | P波S波速度検層 | P波，S波の伝播時間の測定<br>測定間隔2m<br>振源は原則として電気雷管使用 | 孔沿いの弾性波速度の分布状況を算定 | 速度分布<br>動的な弾性諸定数の把握 |
| | 反射検層 | パルス超音波（5MC，パルス間隔500pps）の孔壁での反射回数を連続測定 | 孔壁周辺の岩盤の硬軟，キレツ状態など岩盤状況の調査 | 動的な弾性係数の把握<br>岩盤の不均一性と掘削性把握 |
| 孔内載荷試験 | | 孔内載荷試験機使用<br>原則として深度3m毎に測定<br>2kg／㎠の段階荷重で1段階2分間測定<br>(1)中圧載荷試験機<br>最大加圧35kg／㎠以上<br>(2)高圧載荷試験機<br>最大加圧150kg／㎠ | 岩盤の変形係数の算出 | 静的な弾性係数の分布状況の把握 |
| 孔間速度測定 | | 発破孔と受振孔の間の弾性波伝播時間を測定<br>受振点間隔2m | ボーリング孔間の面的な平均速度の分布状況を算定 | 速度断面図 |
| 岩石試験 | | ボーリングコア利用<br>(湿潤状態で測定)<br>(1)密度，(2)吸水率，(3)有効間隙率，(4)弾性波速度，(5)一軸圧縮強度，(6)静弾性係数，(7)動弾性係数，(8)静ポアソン比，(9)動ポアソン比 | 岩石試料の物理的および力学的性質の把握 | 岩石の諸性質の直接的な把握 |




図—28 南北備讃瀬戸大橋 地質調査地点

表—8 南北備讃瀬戸大橋構造物地点調査数量等一覧表

| 構造物地点名 | ボーリング本数 | 掘進深度（T.P） | 支持面深度（T.P） | 孔内載荷試験点数 | 物理検層類(式) | 孔間速度測定数(組) | 岩石試験数(ヶ) | 使用作業足場 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| BB1A | 12 | T.P−5.27m<br>(平均) | T.P15m | 100 | 12 | 12 | 40 | (陸上) |
| 2P | 17 | −31.3(16本平均)<br>−51.8(1本) | −10 | 159<br>(25) | 17 | 9 | 53 | 木製仮設足場<br>躍進2号，3号 |
| 3P | 19 | −30.8(17本平均)<br>−46.7(各1本)<br>−51.7 | −10 | 178<br>(24) | 19 | 8 | 60 | 木製仮設<br>躍進，3号 |
| 4A | 25 | −27m(20本平均)<br>−40.4(5本平均) | −10 | 201 | 25 | 12 | 70 | 木製仮設<br>躍進2号，3号 |
| 5P | 19 | −55.3(14本平均)<br>−74.3(5本平均) | −32 | 205 | 19 | 12 | 69 | 「かいよう」 |
| 6P | 21 | −70.3(16本平均)<br>−90.2(5本平均) | −50 | 202<br>(4) | 21 | 16 | 90 | 「かいよう」 |
| 7A | 18 | −80(11本平均)<br>−100(4本平均)<br>−150(1本) | −50 | 185 | 18 | 17 | 53 | 「せ と」 |

(注)○孔内載荷試験点数のうち( )は高圧孔内載荷試験測定数，( ) 外の数字は総数を示す。
○岩石試験は，比重，吸水率，有効間隙率，静弾性係数，一軸圧縮試験，動弾性係数，動ポアッソン比，静ポアッソン比の諸項目からなる。

(2)調査結果

構造物予定地点ごとの調査結果を以下にのべる。

岩盤区分別の物理・力学量は表—9に示すとおりである。

1) 南北備讃瀬戸大橋（以下ＢＢとよぶ)1A地点

BB1 A地点は，与島の西南部に位置する。

与島は，地形的には，塩浜～浦城の低平地を挟んで東西に70m以下の標高を有する丘陵地により構成されている。

地質は，花崗閃緑岩～角閃石黒雲母花崗岩が基盤をなし，灰緑色を呈する脈岩が稀に分布する。また花崗岩類中には，1～30cm大の捕獲岩がみられる。

基盤上には，沖積世の堆積層と，崖錐性堆積物が分布する。

1A地点の基盤岩の節理は，間隔が広く，図—29に示すように3方向に集中している。

図—30は，橋軸付近の地質断面図を示す。

基盤岩の岩盤等級分布は，表層にD級岩があるが，全般に岩盤はよく，T.P＋15mでは大部分が$C_M$級以上である。

2) BB2 P地点

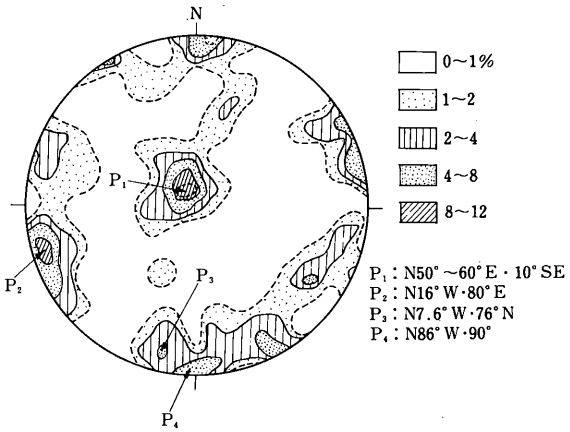
BB2P地点は，与島南部の海岸付近に位置する。

陸上部は，海岸より急崖状となって比較的よい露頭を示す。海底は海岸より約15°程度の勾配で漸次深くなり南側へ落ちている。

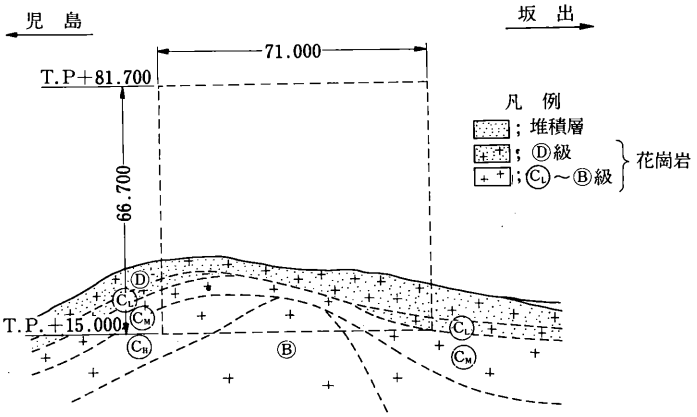
本地点の地質は，主として領家花崗岩に属する中～粗粒の花崗閃緑岩である。風化はそれ程著しくはなく，陸上の地表部では，$C_M$級の岩盤が大部分を占める。また海底部では，著しく風化したD級の岩盤が，ほぼ5m位の厚さで分布する。

次に割れ目状況であるが，図—31に示すよに，N84°W 90°の節理が卓越している。全般に，東西方向で，垂直に近い節理が多い。

割れ目は概ね密着しているが，まれに薄い粘土シームの狭在が認められる。




図—29 節理面頻度分布図（BBⅠA地点）




図—30 橋軸付近の地質断面図（BBⅠA地点）

断層は，NE－SWの走向をもち60°～70°Nの傾斜をもっている。規模は大きいもので幅1～2m程度で全般に小さい。

なお，基盤岩の上面には，礫及び粘性土を狭在した砂質土を主体とする現世堆積物が分布している。分布範囲は，島周辺の浅海部のみで，その層厚も最大で6mと薄い。

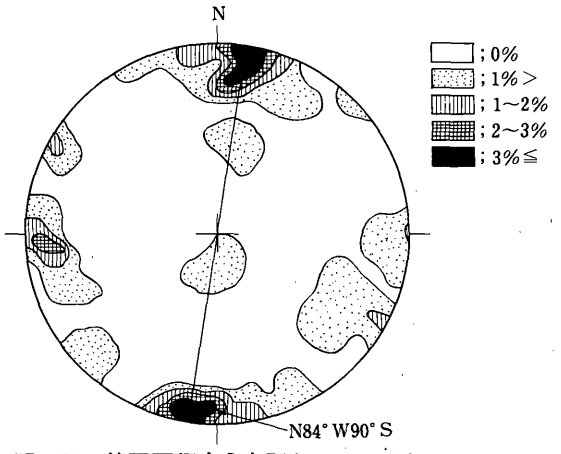
図—32は橋軸付近の地質断面図である。

基盤岩の岩盤等級分布は，表層はD～$C_L$級が分布するが，T.P—10mでは，$C^M$級が6割以上を占める。

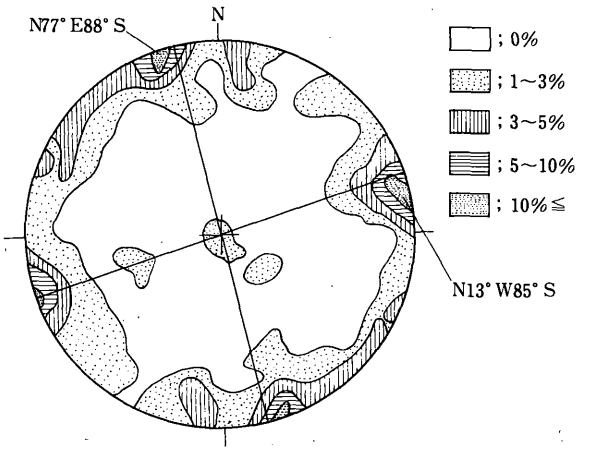
表—9 南北備讃瀬戸大橋地点の岩盤の物理・力学量一覧表

| 岩盤等級 | 密度 g／cm³ (2.1～2.5) | 弾性波速度 km／sec (1～5) | 反射検層の反射回数 回 (2～6) | 一軸圧縮強度 kg／cm² | L.L.T.による変形係数 kg／cm² ($10^3$～$10^4$) | 速度検層による弾性係数 kg／cm² ($10^4$～$10^5$) | R.Q.D % (20～80) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| D | | S P | 1 2 | ～100 | 7 5 | 7 5 | |
| $C_L$ | | | 2 4 | ～300 | 2 | 2 | |
| $C_M$ | | | 2.5 6 | 100～600 | 5 2 | 3 2 | |
| $C_H$ | | | 4 7 | 300～1,000 | 5 | 5 5 | |
| B～(A) | | | 5 | 600～ | 2 | | |

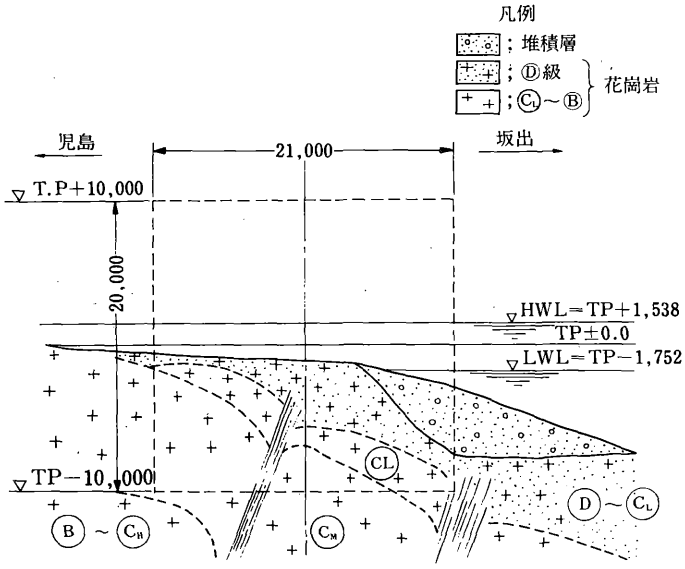
R.Q.D.：1mのボーリングコアの中で10cm以上のコア長を有するコアの総延長を，1mで除したもの。



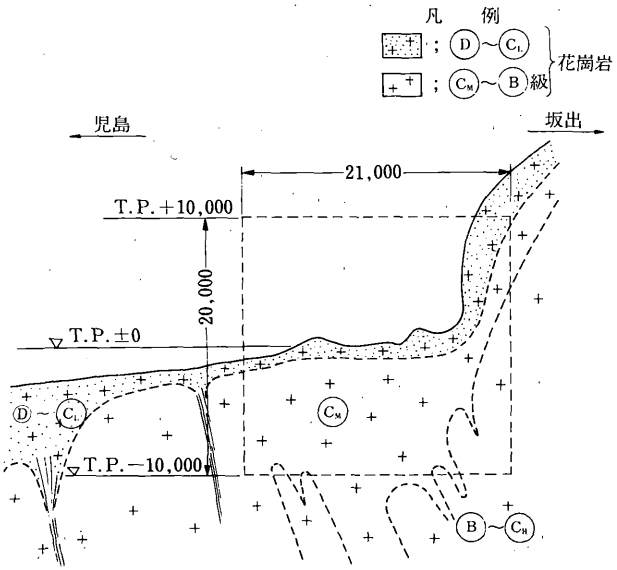

図—31　節理面頻度分布図（ＢＢ2Ｐ地点）




図—33　節理面頻度分布図（ＢＢ3Ｐ地点）




図—32　橋軸付近の地質断面図（ＢＢ2Ｐ地点）




図—34　橋軸付近の地質断面図

3)　ＢＢ3Ｐ地点

3Ｐ地点は三ッ子島の北端に位置する。

島側は急崖をなしているが，海底部は約10°の緩やかな勾配をもつ。

地質は2Ｐ地点と同様，花崗閃緑岩であるが，断層や節理の発達が他地点に比べて極めて少ない。

この花崗閃緑岩は，著しく粗粒であることが特徴で，石英は径10㎜程度のものもまれではない。

割れ目は一般に開口しているものは少なく，ほとんどが密着している。また粘土等の割れ目の介在物はほとんど認められない。

図—33は節理面頻度分布図であるが，N13°W85°Sと，N77°E88°Sに極大点が現われている。

割れ目の間隔は，50～100cm程度である。

図—34は橋軸付近の地質断面図である。

基盤岩の上に，部分的に現世堆積物が存在するが，厚さは3ｍ弱である。

基盤岩の岩盤等級分布は，表層にＤ～$C_L$級が分布するが，T.P.—10ｍでは，大部分が$C_M$級以上の岩盤である。

4)　ＢＢ4Ａ地点

4Ａ地点は，沖三ッ子島に位置する。

沖三ッ子島は東西約40ｍ，南北80ｍで，一部くびれた南北にのびたヒョウタン型を呈しており，くびれより南側は15.5ｍの標高をもつ。海岸地形は，東岸は険しく切り立ち，西岸は，小規模な海蝕台的な地形である。くびれより北側は，全体に地形が丸味を帯びており，標高も6ｍ余りしかない。

地質は，大部分は，領家花崗岩類の花崗閃緑岩であるが，南端部に領家変成岩類の片状ホルンフェルスが分布している。片状ホルンフェルスは片理が著しく発達している。花崗閃緑岩による熱的影響は弱く，広域変成作用の影響が強いようである。原岩は，砂岩と泥岩の互層であるが，泥岩が8割を占める。

図—35は，節理頻度分布図であるが，二つの極大点が現われている。N74°E，80°Nと，N23°E，74°Nである。

ＥＮＥ系の節理群は，30～50cm間隔で，ＮＮＥ系のそれは，1ｍ間隔で現われている。

断層破砕帯は，巾10cm以上のものが全部で6本認めら

れた。破砕帯の変形係数は，D岩盤の値に近いが，傾斜が70～80°であるから構造物に対しては問題はない。

図—36は橋軸付近の地質断面図である。

基盤岩の岩盤等級分布は，島の北側は$C_L$級以下の岩盤が分布し，D級は10m程度の厚さをもつ。

島の南側は，大部分が$C_M$級岩盤である。

T.P—10mでは，8割以上が$C_L$級以上の岩盤で占められている。

5)　BB5P地点

5P地点は，沖三ッ子島から南々東270mの水深－21～－25mに位置する。

地質は，未固結の洪積世の堆積層，片状ホルンフェルス，粗粒花崗閃緑岩等からなる。

洪積層は，最大7mの層厚をもち，ホルンフェルスの礫を多量に含んだ枯土層である。

ホルンフェルスは，橋脚予定地内の西側約⅓の範囲に分布し，花崗閃緑岩との境界面は，約60°の急傾斜である。

図—37は，橋軸付近の地質断面図である。

岩盤等級の分布境界面は，全般に水平で，極端な傾斜や凹凸はみられない。厚さ10m程度のD～$C_L$級岩の下に薄い$C_M$級岩が存在してすぐ$C_H$～B級岩に移行する。

この地点の岩盤は，風化の進んだ岩盤と，堅硬な岩盤を比較的明瞭に区分できる。

6)　BB6P地点

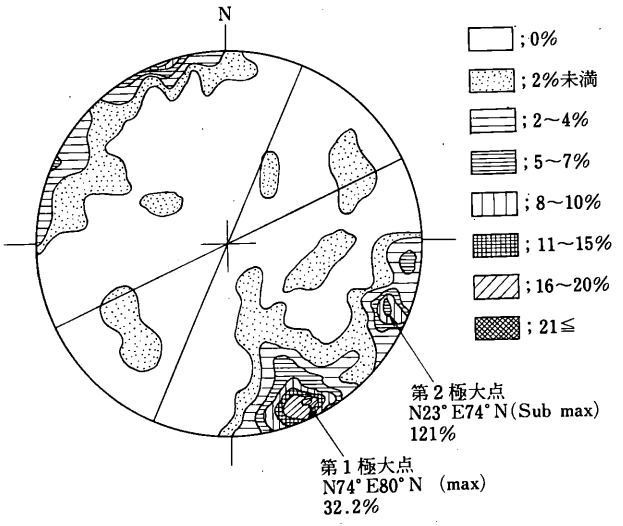
6P地点は，番ノ州の北約500m沖合に位置し，水深は－35～－45mである。

6P地点の地質は，基盤の花崗閃緑岩と，その上に不整合にのる堆積層とで構成されている。

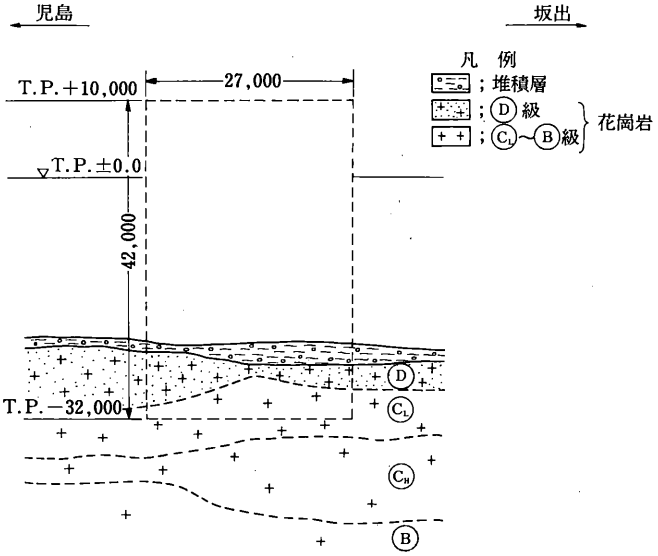
堆積層は，表層に薄く堆積する沖積層と，下位の洪積層からなるが，層厚は5m～10m程度である。

花崗閃緑岩は，全域にわたりシャーを受けている。上部は，表層風化の為にマサ状の風化層が不規則に発達し，薄いところで0.5～1.0m，厚い所で10mにおよんでいる。

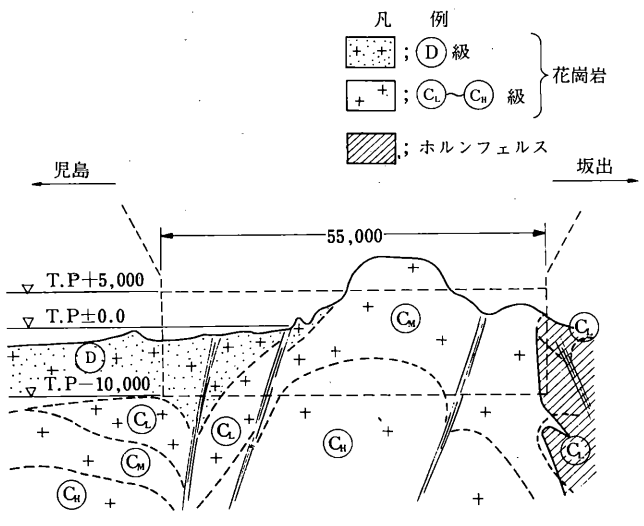
このマサ状風化層以深も，割れ目が発達しており，割れ目にそって，緑泥化作用や粘土化作用の現象がしばしば認められる。



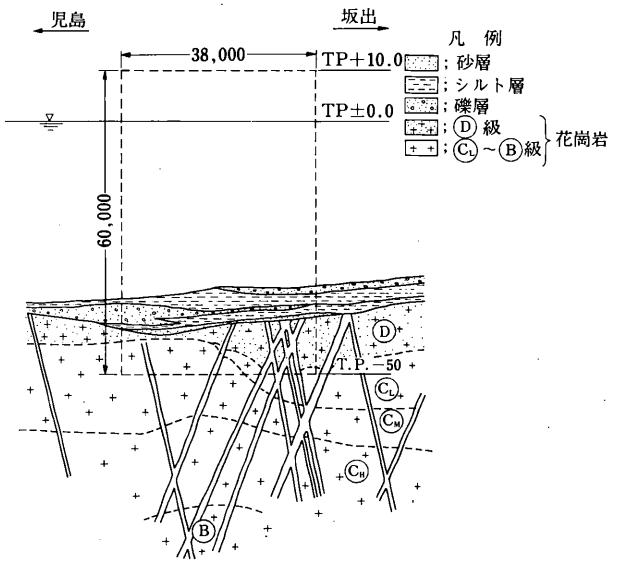

図—35　節理面頻度分布図(BB4A地点)




図—37　橋軸付近の地質断面図(BB5P地点)




図—36　橋軸付近の地質断面図(BB4A地点)




図—38　橋軸付近の地質断面図(BB6P地点)

断層や割れ目系は，周辺島しょ部の花崗閃緑岩の露頭状況から推察すると，主としてNE—SW方向が卓越し，かなり急傾斜すると考えられる。

図—38は橋軸付近の地質断面図である。

基盤岩の岩盤等級分布は，堆積層下は強風化のD級，$C_L$級岩からなる。構造物予定地点の中心部あたりは，D～$C_L$級岩は薄く，岩盤に入ってすぐ$C_M$級岩になる。

T.P—50mでは，一部に1割程度を占めるD層が存在するが，残りは$C_L$級以上の岩盤である。

### 7) BB7A地点

7A地点は，番ノ州の北約250m沖合に位置し，水深は−13～−20mである。

地質は，上位より沖積世，洪積世の堆積層が存在し，基盤岩として花崗閃緑岩が存在している。

沖積層は，層厚1～2mの粗砂からなり，洪積層は，砂質土，粘性土および砂礫層の互層からなる。層厚の変化は激しい。

本地点の岩盤は，全般的に著しい破砕作用をうけており，風化は深部まで及んでいる。

特に，基盤岩上面付近の風化が著しく5～10mの厚さのマサ状～強風化岩が存在する。

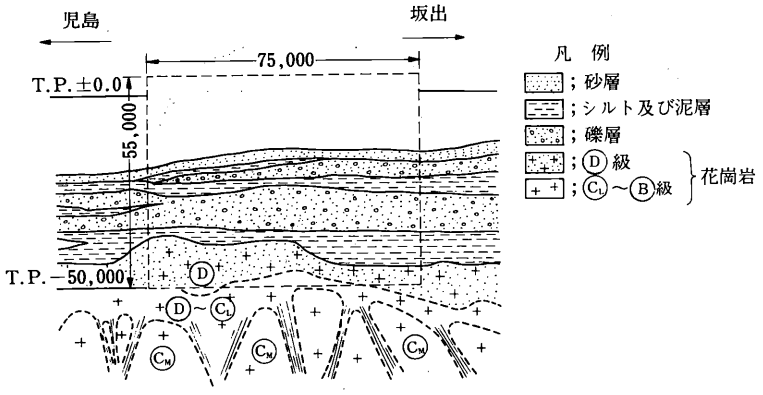
また割れ目も密に発達しており，コア長が30cmを越える部分は全体の10～20%程度である。

図—39に7A地点の橋軸付近の地質断面図を示す。

基盤岩の岩盤等級分布は，T.P—60m付近までD～$C_L$級岩が分布している。

## 4. あとがき

地質調査を進める上で，いくつかの重要な示唆を頂いた，京都大学赤井浩一教授，埼玉大学吉中竜之進助教授，応用地質調査事務所武内俊昭岩盤研究所室長に対し深く敬意を表し感謝致します。




図—39 橋軸付近の地質断面図(BB7A地点)

### 参考文献

1) 本州四国連絡道路調査概要報告書（上巻）
建設省道路局・近畿地建 45年3月
2) 児島～坂出地区地質調査(その1)報告書
応用地質調査事務所 46年8月
3) 児島～坂出地区地質調査(その2)岩盤試験
応用地質調査事務所 47年8月
4) 児島～坂出地区海峡部地質調査(その1)
府用地質調査事務所 48年3月
5) 児島～坂出地区海峡部地質調査(その2)
応用地質調査事務所 48年2月
6) 児島～坂出地区海峡部地質調査(その3)
応用地質調査事務所 48年3月
7) 児島～坂出地区海峡部地質調査(その4)
応用地質調査事務所 48年3月
8) 児島～坂出地区海峡部地質調査(その5)
応用地質調査事務所 48年7月
9) 児島～坂出地区地質調査(その他) 3)
川崎地質 48年3月
10) 風化花崗岩の工学的性質に関する研究報告書(2)
埼玉大学岩石工学研究室 49年3月
11) 基礎地盤地質の総合的検討
土質工学会 49年3月
12) 風化花崗岩の工学的性質に関する研究報告書(3)
埼玉大学岩盤工学研究室 50年3月
13) 花崗岩のクリープ特性の検討
防災研究協会 50年3月
14) 岩盤クリープ試験（その3）
応用地質調査事務所 50年3月

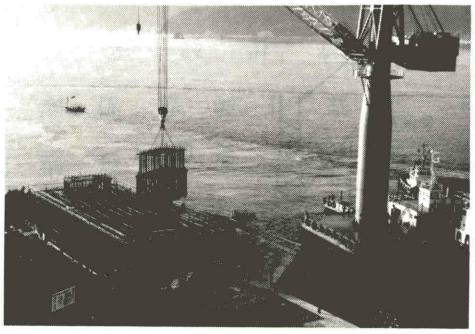
# 技術ニュース

## ●因島大橋　塔アンカーフレームの据付

因島大橋架橋現場では，11月23日（２Ｐ）と12月20日(3P)の両日に塔アンカーフレームの据付作業を実施した。

据付作業は転流時(1Knot以下)の早朝時に作業が開始され360度回転型100ton吊フローティングクレーンを用いて約46tonの塔アンカーフレームの据付けを行った。

現場での据付精度の仕様はアンカーボルト頭部に対し垂直方向で±10mm，水平方向で±４mmと規定していたが，測定の結果は最大値で垂直方向－3.5mm，水平方向2.5mm（橋軸方向）の精度が得られ十分満足出来るものであった。



写真―１

塔アンカーフレーム据付

## ●驚羽山ロックボルト試験

下津井瀬戸大橋１Ａアンカートンネルの掘削施工を検討する過程で，ロックボルト，吹付コンクリート等を用いて支保するＮＡＴＭ工法の採用が考えられた。

ロックボルトの有効性を調べるために，Ｄ層（セン緑岩）を対象として，引抜試験を実施した。

試験の結果，アンカートンネル掘削施工に，ロックボルトを用いる工法が採用出来ることがわかった。

破壊荷重は，17～19ｔであった。

写真は，代表的な試験後の状況を示す。



写真―２
ロックボルト引抜試験

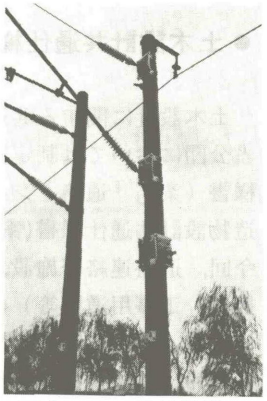
## ●電車線用可動ブラケット根付機構暴露試験

吊橋桁端の伸縮部分における電車線構造として，可動ブラケットの回転により対応する方法が，本四連絡橋架線構造委員会で検討されている。

従来使用されている電車線用可動ブラケットは，温度変化による電車線の移動のみに対処しているが，吊橋桁端部の伸縮による架線移動に対応するためには，列車の通過による架線の急動にも確実に即応することが，安全な列車運転のためにも絶対条件であり，かつ，海上における環境条件のなかで，長期にわたってその機能を損わない事が必要となる。

この可動ブラケット根付部の回転機構を決定するため試作を行い，これを大井ふ頭の新幹線電車基地構内の訓練架線に取付け，暴露試験を行なっている。

試験は垂直荷重400 kg，水平荷重800 kgの状態で滑らかに揺動する性能をもつ２ケースについて行なった。

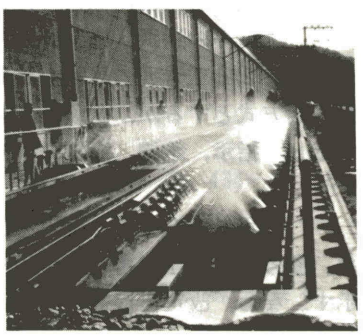


写真―３　根付機構

## ●緩衝桁耐久試験

長大吊橋(1100ｍ級)の鉄道縦桁端に生ずる伸縮に対処するための軌道伸縮構造について，昭和49年９月に新幹線試験車による実車走行試験が，岡山県倉敷の山陽新幹線（岡山～博多の開業前）で実施され，構造強度，走行性に関して確認がなされた。これに引続き，レール，部材の耐久試験及びレール締結装置の信号絶縁劣化促進試験を実施することになり，昭和51年９月博多総合車両部引上線に緩衝桁耐久試験装置として設置された。

昭和52年９月現在，約10万車軸の車両が通過した状態であり，現在までのところ異状は認められない。将来，約30万車軸(昭和54年６月)の車両通過まで継続される。



写真―４

信号絶縁劣化促進試験

# 技術ニュース

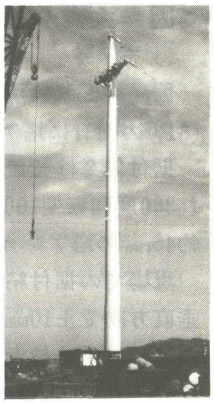
## ●大鳴門橋３Ｐ送電設備

大鳴門橋３Ｐへの工事用電力の送電については，当初海底ケーブル案を検討したが，最大潮流が11ノットもあり，しかも複雑な岩盤起伏の海底という厳しい環境条件にあるとともに，作業船の投錨を考慮すると，ケーブル布設と寿命予測が困難であったため送電方式として鉄塔による架空送電とした。

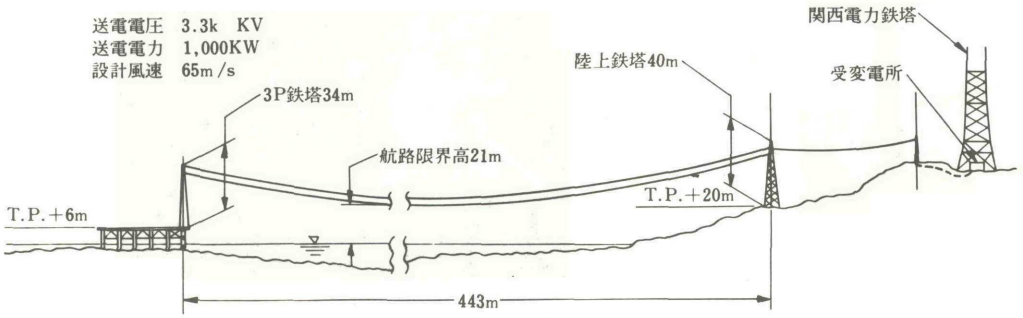
３Ｐ側の鉄塔は海上作業足場に建設したが，設備費の高い限られた面積の足場を占用しないような設計配慮が必要であった。

そこで鉄塔は鋼管鉄塔とし，作業足場から約３ｍ離して連結固定した1.2mφ鋼管内を掘削，根固めした基礎上に建設した。また門崎側の陸上鉄塔は，アングル鉄塔を建設した。

この径間の設計条件では，想定最大張力は 3,500kgとなり電線は，特強鋼心イ号アルミ合金より線79mm²を架線した。なお，この電線は裸電線であるが，電気設備技術基準に抵触するため，通産大臣に特殊設計施設認可申請を行い，認可を受けている。



写真－５
鋼管鉄塔




図－１
設計条件

## ●土木工事共通仕様書の一部追加・改正

本州四国連絡橋公団の土木工事共通仕様書は昭和48年10月に，当公団の特殊性を勘案して，とりあえず早期発注工事に必要な工種について制定された。その後，昭和50年12月に「鋼橋等製作基準」，「支給材取扱要領」等の制定及び土木学会「コンクリート標準示方書」の改訂に伴い一部改正し，現在に至っている。その間，工事が本格化して，陸上部の工事が発注されるに及び，仕様書の工種不足が痛感され，既発注工事の実績並びに他機関の仕様書等を参考にして現行共通仕様書の見通し工種の追加を行うこととした。

改正にあたっては，下記の如く改正の基本方針に沿って検討するとともに，設計基準，積算要領，その他関係諸基準との整合等を含め，いろいろな角度から検討を行なった。改正の基本方針は現行共通仕様書の方針を生かすと共に，(1)仮設物，工法等の選択（施工計画）は出来るだけ請負者に委せる。(2)施工管理の体制を請負者に確立させる。(3)品質規定方式とするが，試験施工を義務づけて工法を管理する。(4)指示，承諾，協議，報告等の範囲を明確にする。

これらのことにより，請負者の自主的な施工を促進することを目標とした。参考に現行仕様書と改正仕様書の目次の比較を下に示す。なお，改正仕様書の適用は昭和53年４月を目標にしている。

| 現行仕様書 | 改正仕様書 |
|---|---|
| 第１章総　　則 | 第１章総　　則 |
| 第12章構造物用コンクリート | 第２章土　　工 |
| 第13章コンクリート構造物の鉄筋工 | 第３章軟弱地盤処理工 |
| 第14章くい及び矢板工 | 第４章のり面工 |
| 第15章メーソンリー工 | 第５章用排水構造物工 |
| 第17章用排水構造物工 | 第６章カルバート工 |
| 第18章井筒及びニューマチックケーソン工 | 第７章基礎ぐい及びケーソン工 |
| 第21章鋼構造物の製作輸送 | 第８章コンクリート構造物工 |
| 第22章鋼構造物の架設 | 第９章プレストレストコンクリート構造物工 |
| 第33章簡易舗装工 | 第10章鋼橋等工 |
| 第34章塗　　装 | 第11章橋梁付属物工 |
| | 第12章トンネル工 |
| | 第13章路　盤　工 |
| | 第14章アスファルトコンクリート表層工及び基層工 |
| | 第15章セメントコンクリート舗装版工 |
| | 第16章歴青材散布工 |
| | 第17章植栽工 |
| | 第18章交通安全施設工 |
| | 第19章交通管理施設工 |
| | 第20章雑　　工 |
| | 第21章海岸構造物工 |

## ●土木設計共通仕様書の制定

土木設計に関する共通仕様書については，これまで，当公団においては制定されておらず，「道路設計共通仕様書（案）」「道路トンネル設計共通仕様書(案)」及び「構造物設計共通仕様書(案)」がそれぞれ運用されていたが，今回，道路連絡等施設，道路舗装設計及びその他（溝渠，擁壁，工事用道路等）の設計を含めて，「土木設計共通仕様書」として整備，制定した。

なお，本仕様書は昭和52年11月15日より適用されている。

## 本四公団の基準類

本四公団の基準類は下記の通りです。

| | |
|---|---|
| 幾何構造基準（案） | 昭和48年10月 |
| 上部構造設計基準 | 昭和52年8月 |
| 下部構造設計基準 | 昭和52年3月 |
| 耐風設計基準 | 昭和51年3月 |
| 耐震設計基準 | 昭和52年3月 |
| 鋼橋等製作基準 | 昭和52年3月 |
| 鋼橋等塗装基準 | 昭和52年3月 |
| 鋼上部構造用鋼材選定要領(案) | 昭和48年9月 |
| 吊橋主塔設計要領 | 昭和48年3月 |
| 吊橋主塔塔頂構造設計要領 | 昭和52年3月 |
| トラス格点設計要領 | 昭和51年3月 |
| 吊橋リンク・ピン部設計要領 | 昭和52年3月 |
| ケーブルバンド設計要領 | 昭和53年3月予定 |
| 鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針 | 昭和52年8月 |
| 土木設計共通仕様書 | 昭和52年11月 |
| 土質調査共通仕様書(案) | 昭和47年9月 |
| 測量作業規程 | 昭和47年度 |
| 図面作成要領 | 昭和46年12月 |
| マイクロフイルム作成手続 | 昭和47年1月 |
| 土木工事共通仕様書 | 昭和52年3月 |
| 海上工事安全施工技術指針 | 昭和52年3月 |
| コンクリート品質管理試験要領 | 昭和52年3月 |


## 本四技報編集委員会名簿

編集責任者　蓑輪健二郎

編集委員長　田島二郎

編集委員

| | | | |
|---|---|---|---|
| 越村一雄 | 藤井周志 | | |
| 黒滝義則 | 加島延行 | | |
| 三橋吉信 | 多田一正 | | |
| 戸川春雄 | 谷山道男 | | |
| 島田直幸 | 市川治徳 | | |
| 片山英二 | 田島照義 | | |
| 多田和夫 | 福井幸夫 | | |
| 佐伯康二 | 野村直茂 | | |
| 徳原靖久 | 山縣守 | | |
| 鈴木隆 | 工藤良範 | | |
| 竹本延弘 | 吉岡哲也 | | |
| 山下理雄 | 鈴木幹啓 | | |
| 山田勝彦 | 高木浩 | | |
| 越智啓登 | 山本茂樹 | | |
| 土持懿臣 | 山中鷹志 | | |
| 津田勝久 | 岩男登 | | |
| 森本隆久 | | | |
| 古田富夫 | | | |
| 小川英信 | | | |



## 本四技報 第4号

発行　昭和53年3月31日

発行所　本州四国連絡橋公団

〒105　東京都港区虎ノ門4丁目3番20号

（第22森ビル）

電話　434—7281

発行者　蓑輪健二郎

印刷　広済堂印刷株式会社

